

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**

**CENTRO TECNOLÓGICO**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ÁREA: INFRA-ESTRUTURA E GERÊNCIA VIÁRIA**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE  
PAVIMENTOS COM MATERIAIS ALTERNATIVOS VISANDO A  
REDUÇÃO DOS CUSTOS DE PAVIMENTAÇÃO NO ESTADO DE  
SANTA CATARINA**

**Dissertação de Mestrado apresentada ao  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal  
de Santa Catarina como parte dos  
requisitos para a obtenção do título de  
Mestre em Engenharia Civil**

**Guido Paulo Simm Júnior**

**Florianópolis - SC**

**Dezembro 2007**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS COM  
MATERIAIS ALTERNATIVOS VISANDO A REDUÇÃO DOS CUSTOS DE  
PAVIMENTAÇÃO NO ESTADO DE SANTA CATARINA**

Esta dissertação foi julgada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, especialidade ENGENHARIA CIVIL, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Dr. Glicério Trichês (Coordenador do Curso)

---

Prof. Dr. Glicério Trichês (Orientador)

**Comissão examinadora**

---

Prof. Dr. Leto Momm (UFSC)

---

Dr. Nilton Valle (DEINFRA/SC)

---

Prof<sup>a</sup>. Dr. Laura Maria Goretti da Motta (COPPE/UFRJ)

Florianópolis, SC  
Dezembro 2007

## DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, por todo o seu apoio, carinho e incentivo durante todo o curso deste trabalho.*

## AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de expressar sua gratidão ao seu orientador, Prof. Dr. Glicério Trichês, pela oportunidade que lhe foi concedida e por todo o incentivo e apoio prestados.

Aos professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, cujas aulas forneceram a base teórica e conceitual necessária para o desenvolvimento da dissertação.

À empresa PROSUL Ltda., pelo apoio, financiamento e fornecimento dos dados que permitiram este trabalho.

À diretoria do Departamento de Infra-Estrutura do Estado de Santa Catarina - DEINFRA/SC, que permitiu a construção dos segmentos experimentais e colaborou ativamente com este estudo.

À empresa Ciberométrica, em especial ao eng. Rodrigo, pelo “precinho camarada” cobrado nos levantamentos de irregularidade longitudinal e trilha de roda.

À empresa ENGEFOTO, que realizou o levantamento de deflexões com o FWD também a um valor bastante acessível.

À construtora ARG, que muito colaborou durante a construção dos segmentos experimentais.

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelos recursos fornecidos.

Aos meus familiares e amigos, cujos comentários, idéias e manifestações de incentivo garantiram as forças e o entusiasmo necessário para a conclusão deste trabalho.



## Sumário

<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>xi</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xv</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xvi</b>
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Motivação da pesquisa .....	1
1.3 Objetivos da pesquisa.....	2
1.3.1 Objetivo geral.....	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4 Localização da área de estudo.....	3
1.5 Estrutura de pavimento implantada na rodovia e nas pistas experimentais.....	4
1.6 Organização do trabalho.....	6
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>8</b>
2.1 Esforços causados no concreto asfáltico pela solicitação do tráfego.....	8
2.2 Características resilientes dos materiais empregados em pavimentação.....	11
2.2.1 O ensaio triaxial dinâmico.....	11
2.2.2 Comportamento resiliente dos solos não coesivos.....	12
2.2.3 Comportamento resiliente de solos coesivos.....	17
2.2.4 Proposta de classificação do comportamento resiliente dos solos segundo o DNIT.....	19
2.3 Comportamento mecânico das misturas asfálticas.....	22
2.3.1 O fenômeno da fadiga dos revestimentos asfálticos.....	25
2.3.2 Ensaio utilizados para a caracterização do comportamento mecânico das misturas asfálticas.....	27
2.3.2.1 O ensaio de compressão diametral.....	28
2.3.2.2 Ensaio de flexão em vigas.....	30
2.3.2.3 Ensaio de flexão em amostras trapezoidais.....	30
2.4 Métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento de pavimentos.....	31
2.4.1 Critério de fadiga das camadas betuminosas.....	33
2.4.2 Deformação permanente.....	34
2.4.3 Probabilidade aplicada ao dimensionamento – o Método dos Pontos de Estimativa.....	36
2.4.4 O programa KENLAYER.....	38
2.5 Avaliação estrutural de pavimentos.....	41
2.5.1 Medição de deflexão .....	41
2.5.2 Comparação entre equipamentos para medidas de deflexão.....	46
2.5.3 Fatores que influenciam na medida das deflexões.....	48
2.5.3.1 Tipo de solo do subleito.....	48
2.5.3.2 Teor de umidade e grau de compactação.....	48
2.5.3.3 Temperatura e grau de compactação.....	49

2.5.3.4 Incidência do tráfego.....	50
2.5.3.5 Influência da forma de aplicação do carregamento.....	51
2.5.3.6 Influência do modelo utilizado para definição da deflexão admissível.....	51
2.6 A utilização da Retroanálise como ferramenta de análise do comportamento mecânico dos pavimentos.....	52
2.6.1 Métodos de retroanálise.....	53
2.6.1.1 Métodos iterativos.....	53
2.6.1.2 Métodos simplificados de retroanálise.....	54
2.6.2 Fatores que influem nos métodos de retroanálise.....	55
2.6.2.1 Dados de entrada.....	55
2.6.2.2 Efeitos da não-linearidade e compensação dos valores modulares.....	55
2.6.2.3 Camada rígida de subleito.....	57
2.6.2.4 Variações nas espessuras das camadas do pavimento.....	57
2.6.2.5 Rigidez relativa das camadas.....	58
2.7 O uso do macadame em estruturas de pavimento.....	59
2.8 Avaliação da irregularidade longitudinal.....	68
<b>3 METODOLOGIA DA PESQUISA E ENSAIOS REALIZADOS.....</b>	<b>73</b>
3.1 Etapa 1 – Caracterização dos materiais empregados na execução das pistas experimentais.....	74
3.1.1 Seleção do material da camada final de terraplenagem.....	74
3.1.2 Características do material pétreo empregado.....	77
3.1.2.1 Macadame Seco.....	77
3.1.2.2 Crushed Surfacing Top Course.....	78
3.1.2.3 Brita graduada.....	79
3.1.3 Ligante e mistura asfáltica.....	79
3.2 Etapa 2 – Projeto das pistas experimentais.....	80
3.2.1 Determinação da espessura total do pavimento.....	81
3.2.2 Determinação da deflexão máxima admissível.....	81
3.2.3 Determinação da espessura mínima de camada betuminosa.....	81
3.2.4 Espessura da camada granular.....	82
3.2.5 Custos de terraplenagem e pavimentação para cada alternativa.....	87
3.3 Etapa 3 – Construção e Controle tecnológico das pistas experimentais.....	92
3.4 Etapa 4 – Avaliação após a construção.....	94
3.5 Etapa 5 – Avaliação de desempenho após a abertura ao tráfego.....	95
3.6 Etapa 6 – análise mecanística das pistas.....	96
<b>4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>97</b>
4.1 Ensaios de caracterização do comportamento resiliente.....	97
4.1.1 Caracterização do comportamento resiliente do solo do subleito.....	97
4.1.2 Caracterização do comportamento resiliente da brita graduada.....	101
4.1.3 Módulo de Resiliência do CAUQ.....	103
4.1.4 Influência da Energia de Compactação no comportamento da estrutura.....	106
4.2 Controle deflectométrico durante o processo construtivo.....	112
4.2.1 Apresentação dos resultados.....	112
4.2.2 Análise dos resultados.....	122
4.2.2.1 Análise do comportamento deflectométrico da pista 03.....	125
4.2.2.2 Análise do comportamento deflectométrico da pista 06.....	132

4.3 Retroanálise de bacias deflectométricas.....	139
4.3.1 Apresentação dos resultados.....	139
4.3.2 Comparação dos resultados da retroanálise com os resultados laboratoriais.....	148
4.4 Evolução das deflexões com o tempo .....	153
4.4.1 Apresentação dos resultados.....	153
4.4.2 Análise dos resultados.....	163
4.4.2.1 Evolução da deformação de tração et com o tempo.....	166
4.5 Levantamento deflectométrico com FWD.....	171
.....	171
4.5.1 Apresentação dos resultados.....	171
4.5.2 Análise dos resultados.....	177
4.6 Avaliação funcional da superfície do pavimento .....	184
4.6.1 Levantamento da irregularidade longitudinal.....	184
4.6.2 Levantamento do afundamento de trilha de roda.....	187
4.7 Avaliação da probabilidade de êxito das pistas.....	191
4.7.1 Estimativa da deformação de tração atuante na base do revestimento asfáltico.....	191
4.7.2 Determinação da deformação máxima admissível na base do revestimento asfáltico.....	192
4.7.3 Estimativa do grau de confiabilidade.....	193
<b>5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>197</b>
5.1 Conclusões.....	197
5.2 Comentários finais e Recomendações para futuras pesquisas .....	201
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>202</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>209</b>
Resultados da retroanálise – viga benkelman.....	210
Retroanálise pista 01 .....	211
Retroanálise Pista 02.....	218
Retroanálise Pista 03.....	225
Retroanálise Pista 04.....	232
Retroanálise Pista 05.....	239
Retroanálise Pista 06.....	246
Retroanálise Pista 07.....	253
Resultados da retroanálise das bacias medidas com falling weight deflectometer.....	260
Resultados da retroanálise – Pista 01.....	261
Resultados da retroanálise – Pista 02.....	268
Resultados da retroanálise – Pista 03.....	275
Resultados da retroanálise – Pista 04.....	282
Resultados da retroanálise – Pista 05.....	289
Resultados da retroanálise – Pista 06.....	296
Resultados da retroanálise – Pista 07.....	303
Resultados da retroanálise – Pista 08.....	310

## Lista de tabelas

Tabela 1.1 – Estrutura de pavimento dimensionada para a rodovia.....	5
Tabela 2.1 – Classificação indireta do comportamento resiliente de solos coesivos (DNIT, 2006)...	21
Tabela 2.2 – Grau de confiabilidade recomendado pela AASHTO(AASHTO, 1986).....	38
Tabela 2.3 – Acurácia nas medidas de carga e deflexões (MACÊDO (1996) apud FONSECA (2002.).....	47
Tabela 2.4 – Resultados obtidos das pistas experimentais construídas no trecho SC-473/Palma Sola (SIMON et al., 1996).....	60
Tabela 2.5 – Especificação da granulometria CSTC (crushed surfacing top course). Fonte: Washington State Department of Transportation, 2006.....	62
Tabela 2.6 – Especificação de cascalho proveniente de caixa de empréstimo (gravel borrow) do Departamento de Transportes de Washington.....	62
Tabela 2.7 – Características das rodovias avaliadas por MOLOISANE et al. (2004).....	63
Tabela 2.8 – Evolução das deflexões nas rodovias analisadas (MOLOISANE et al., 2004).....	64
Tabela 2.9 – Comparação dos valores modulares determinados via retroanálise. (MOLOISANE et al., 2004).....	65
Tabela 2.10 – Condição do pavimento quanto à irregularidade para rodovias pavimentadas (DNIT, 2006a).....	72
Tabela 3.1 – Resumo dos ensaios realizados com o solo proveniente do corte do km 5+600. ....	76
Tabela 3.2 – Características gerais do material pétreo empregado. ....	77
Tabela 3.3 – Quadro-resumo das características da brita graduada.....	79
Tabela 3.4 – Quadro-resumo das características do concreto asfáltico e da massa fina de CAUQ.....	80
Tabela 3.5 – Valor estrutural da camada betuminosa.....	82
Tabela 3.6– Coordenadas dos marcos de concreto utilizados para o referenciamento das pistas experimentais.....	87
Tabela 3.7 – Custos de construção para as pistas 01, 02, 03 e 04.....	89
Tabela 3.8 – Custos de construção das pistas 05, 06, 07 e 08.....	90
Tabela 3.9– Resumo dos custos de construção para cada pista experimental, numa extensão de 1.000 metros e plataforma de 7 metros de largura.....	91
Tabela 3.10– Comparação dos custos das camadas de base e subleito.....	91
Tabela 4.1 – Dados utilizados na realização dos ensaios triaxiais de solo.....	97
Tabela 4.2 – Coeficientes de resiliência do solo da camada final das pistas 01, 02 e 03.....	97
Tabela 4.3 – Resultados de ensaios de compactação de amostras do subleito das pistas 01, 02 e 03, compactadas nas energias de Proctor normal e intermediário.....	100

Tabela 4.4 – Controle tecnológico de campo do subleito. (Relatório As Built da obra).....	101
Tabela 4.5 – Resultados obtidos com o ensaio de compressão diametral.....	103
Tabela 4.6 – Módulos de resiliência do CAUQ obtidos através do ensaio de compressão diametral... 104	
Tabela 4.7 – Espessura, massa específica aparente e grau de compactação de amostras de CAUQ coletadas nas pistas.....	105
Tabela 4.8 – Resultados obtidos com a análise computacional.....	109
Tabela 4.9 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 01.....	121
Tabela 4.10 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 02.....	121
Tabela 4.11 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 03.....	121
Tabela 4.12 - Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 04.....	121
Tabela 4.13 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 05.....	121
Tabela 4.14 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 06.....	122
Tabela 4.15 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 07.....	122
Tabela 4.16 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 08.....	122
Tabela 4.17 – Comparação das deflexões médias obtidas para todas as pistas (em 0,01mm). ...	123
Tabela 4.18 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado diretamente sobre a camada final.....	127
Tabela 4.19 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado diretamente sobre a base.....	128
Tabela 4.20 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.....	129
Tabela 4.21 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre o subleito.....	133
Tabela 4.22 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre a base.....	134
Tabela 4.23 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.....	135
Tabela 4.24 – Valores máximos de erro admissível.....	142
Tabela 4.25 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 01.....	143
Tabela 4.26 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 02.....	144
Tabela 4.27 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 03.....	144

Tabela 4.28 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 04.....	145
Tabela 4.29 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 05.....	145
Tabela 4.30 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 06.....	146
Tabela 4.31 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 07.....	146
Tabela 4.32 – Valores modulares médios obtidos com a retroanálise para as 7 pistas experimentais. Bacias medidas sobre o revestimento asfáltico 1 mês após a execução. (Valores de módulo em MPa).....	147
Tabela 4.33 – Comparação dos valores modulares médios do subleito da pista 01, determinados por retroanálise e ensaios triaxiais.....	149
Tabela 4.34 – Comparação dos valores modulares médios do subleito da pista 02, determinados por retroanálise e ensaios triaxiais.....	150
Tabela 4.35 – Comparação dos valores modulares médios do subleito e brita graduada da pista 03, determinados por retroanálise e ensaios triaxiais.....	151
Tabela 4.36 – Comparação do valor modular médio da brita graduada da pista 06, determinados por retroanálise e ensaio triaxial.....	152
Tabela 4.37 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 01.....	162
Tabela 4.38 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 02.....	162
Tabela 4.39 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 03.....	162
Tabela 4.40 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 04.....	162
Tabela 4.41 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 05.....	162
Tabela 4.42 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 06.....	163
Tabela 4.43 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 07.....	163
Tabela 4.44 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 08.....	163
Tabela 4.45– Quadro-resumo da evolução da deflexão média com o tempo (em 0,01mm).....	164
Tabela 4.46 – Redução percentual das deflexões médias obtidas a 1, 6, 18 e 27 meses em relação a deflexão inicial D0.....	165
Tabela 4.47 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 01.....	168
Tabela 4.48 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 02.....	168
Tabela 4.49 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 03.....	168
Tabela 4.50 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 04.....	168
Tabela 4.51 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 05.....	169

Tabela 4.52 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 06.....	169
Tabela 4.53 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 07.....	169
Tabela 4.54 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ no revestimento, Pista 08.....	169
Tabela 4.55 – Estimativa da deformação $\epsilon_t$ média para cada pista (em microdeformações).....	170
Tabela 4.56 – Resumo estatístico das deflexões medidas com o FWD.....	172
Tabela 4.57 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 01.....	173
Tabela 4.58 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 02.....	173
Tabela 4.59 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 03.....	174
Tabela 4.60 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 04.....	175
Tabela 4.61 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 05.....	175
Tabela 4.62 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 06.....	176
Tabela 4.63 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 07.....	176
Tabela 4.64 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 08.....	177
Tabela 4.65 – Valores modulares médios obtidos da retroanálise de bacias deflectométricas medidas com o FWD. Valores em MPa.....	177
Tabela 4.66 – Determinação da bacia deflectométrica da pista 03 com carregamento de FWD....	181
Tabela 4.67 – Determinação da bacia deflectométrica da pista 03 com carregamento de FWD e módulo de 10.000MPa para o CAUQ.....	182
Tabela 4.68 – Valores de IRI medidos 2 meses após a abertura ao tráfego.....	185
Tabela 4.69 – Valores de IRI medidos 29 meses após a abertura ao tráfego.....	186
Tabela 4.70 – Variação percentual nos valores de IRI medidos a 2 e 29 meses.....	187
Tabela 4.71 – Valores de afundamento de trilha de roda obtidos 2 meses após a abertura ao tráfego (em mm).....	188
Tabela 4.72 – Valores de afundamento de trilha de roda obtidos após 29 meses de abertura ao tráfego.....	189
Tabela 4.73 – Variação percentual nos valores de ATR medidos a 2 e 29 meses.....	190
Tabela 4.74 – Valores de $\epsilon_t$ estimados com as bacias de deformação medidas no mês zero.....	191
Tabela 4.75 – Valores de $\epsilon_t$ estimados com as bacias de deformação medidas a 27 meses.....	192
Tabela 4.76 – Probabilidade de as pistas experimentais apresentarem valores de $\epsilon_t$ inferiores a $\epsilon_{adm}$ . Bacias de deformação medidas no mês zero.....	195
Tabela 4.77 – Probabilidade de as pistas experimentais apresentarem valores de $\epsilon_t$ inferiores a $\epsilon_{adm}$ . Bacias de deformação medidas no 27º mês.....	195
Tabela 4.78 – Confiabilidade C(%) recomendada pela AASHTO (1986).....	196

## Lista de figuras

Figura 1.1 – Situação da área de estudo no estado de Santa Catarina.....	3
Figura 1.2 – Detalhe do mapa de localização do trecho.....	4
Figura 2.1 – Deformação das camadas betuminosas devido a passagem de uma roda (PERRET, 2003) .....	9
Figura 2.2 – Exemplo de sinal de deformação obtido na camada de ligação (binder) do revestimento asfáltico (PERRET, 2003).....	9
Figura 2.3 – Sinal de deformação obtido na base da camada asfáltica de rolamento (PERRET, 2003).....	10
Figura 2.4 – Classificação resiliente de solos granulares segundo o DNIT (DNIT, 2006).....	20
Figura 2.5 – Classificação resiliente de solos finos coesivos segundo o DNIT (DNIT, 2006).....	21
Figura 2.6 – Exemplo de curva isotérmica (adaptado de MOMM, 2005).....	24
Figura 2.7 – Exemplo de curva isócrona (adaptado de MOMM, 2005).....	24
Figura 2.8 – Curva de equivalência frequência-temperatura (adaptado de MOMM, 2005).....	25
Figura 2.9 – Exemplo de curva de fadiga determinada em laboratório ( adaptado de MOMM, 2005)..	26
Figura 2.10 – Ensaio de fadiga realizado em viga à flexão alternada (www.controls.it).....	30
Figura 2.11 – Ensaio de flexão em amostras trapezoidais (BODIN, 2002). .....	31
Figura 2.12 – Método mecânico-empírico de dimensionamento de pavimentos (COST_333 1999)...	32
Figura 2.13 – Combinação 2n dos pontos particulares $X_{i+}$ e $X_{i-}$ (MAIA, 2003).....	37
Figura 2.14 – Ajuste de tensões pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	41
Figura 2.15 – Bacia de deflexão (FABRÍCIO et al, 1988).....	43
Figura 2.16 – Esquema da Viga Benkelman (DNIT, 2006a).....	44
Figura 2.17 – Representação esquemática do equipamento FWD (DNIT, 2006a).....	46
Figura 2.18 – Valores de IRI obtidos nas rodovias estudadas por MOLOISANE et al. (2004).....	66
Figura 2.19 – Valores de trilha de roda obtidos por MOLOISANE et al. (2004).....	68
Figura 2.20 – Esquema do simulador de quarto-de-carro (DNIT, 2006a). Equipamento do tipo resposta (Bump Integrator). .....	70
Figura 2.21 – Princípio de funcionamento de um perfilômetro inercial (BARELLA et al., 2005).....	71
Figura 2.22 – Comparação dos valores de IRI medidos e calculados a partir do QI na Av. Bandeirantes (BARELLA et al, 2005).....	72
Figura 3.1 – Tipo de solo utilizado na execução da camada final de terraplenagem das pistas 01, 02 e 03.....	75



Figura 3.2 – Amostra de solo coletada no km 5+580.....	75
Figura 3.3 – Amostra de solo coletada no km 5+640.....	77
Figura 3.4 – Diagrama linear apresentando as estruturas de pavimento das pistas experimentais..	85
Figura 3.5– Pista experimental 02 após a construção. ....	86
Figura 3.6– Pista experimental 06 após a construção.....	86
Figura 3.7– Execução de sondagem rotativa para coleta de corpos de prova.....	93
Figura 3.8 – Medição de deflexão com viga Benkelman em macadame seco.....	94
Figura 3.9 – Veículo utilizado na medição da irregularidade longitudinal. ....	95
Figura 4.1 – Resultado do ensaio de resiliência com amostras de solo coletadas na camada final de terraplenagem da pista 01.....	98
Figura 4.2 – Resultado do ensaio de resiliência com amostras de solo coletadas na camada final de terraplenagem da pista 02.....	99
Figura 4.3 – Resultado do ensaio de resiliência com amostras de solo coletadas na camada final de terraplenagem da pista 03.....	99
Figura 4.4 – Comportamento resiliente da brita graduada. Modelo $K-\sigma_3$ .....	102
Figura 4.5 – Comportamento resiliente da brita graduada. Modelo $K-\theta$ .....	102
Figura 4.6 – Simulação de estrutura de pavimento assente sobre subleito argiloso. Amostra coletada na pista experimental 01 e compactada na energia de Proctor normal. Modelo 01 (PI20/PN). Medidas em centímetros.....	108
Figura 4.7 – Perfil deflectométrico da pista 01.....	113
Figura 4.8 – Perfil deflectométrico da pista 02.....	114
Figura 4.9 – Perfil deflectométrico da pista 03.....	115
Figura 4.10 – Perfil deflectométrico da pista 04.....	116
Figura 4.11 – Perfil deflectométrico da pista 05.....	117
Figura 4.12 – Perfil deflectométrico da pista 06.....	118
Figura 4.13 – Perfil deflectométrico da pista 07.....	119
Figura 4.14 – Perfil deflectométrico da pista 08.....	120
Figura 4.15 – Análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre a camada final.....	126
Figura 4.16 – Análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre a base.....	127
Figura 4.17 – Análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.....	128
Figura 4.18 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 03 gerado	

pelo carregamento aplicado no subleito, em kPa.....	130
Figura 4.19 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 03 gerado pelo carregamento aplicado na camada de base, em kPa.....	131
Figura 4.20 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 03 gerado pelo carregamento aplicado na camada de revestimento asfáltico, em kPa.....	131
Figura 4.21 – Análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre a camada final.....	133
Figura 4.22 – Análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre a base.....	134
Figura 4.23 – Análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.....	135
Figura 4.24 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 06 gerado pelo carregamento aplicado na camada final, em kPa.....	137
Figura 4.25 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 06 gerado pelo carregamento aplicado na camada de base, em kPa.....	138
Figura 4.26 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 06 gerado pelo carregamento aplicado na camada de revestimento asfáltico, em kPa.....	138
Figura 4.27 – Tela de funcionamento do programa Deflection Bowl Analyser.....	140
Figura 4.28 – Simulação pista experimental 01.....	149
Figura 4.29 – Simulação pista experimental 02.....	150
Figura 4.30 – Simulação da pista experimental 03.....	151
Figura 4.31 – Simulação da pista experimental 06.....	152
Figura 4.32 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 01.....	154
Figura 4.33 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 02.....	155
Figura 4.34 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 03.....	156
Figura 4.35 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 04.....	157
Figura 4.36 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 05.....	158
Figura 4.37 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 06.....	159
Figura 4.38 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 07.....	160
Figura 4.39 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 08.....	161
Figura 4.40 – Evolução das deflexões médias com o tempo.....	164
Figura 4.41 – Evolução da deformação $\epsilon_t$ com o tempo.....	171
Figura 4.42 – Correlação viga Benkelman x FWD.....	179
Figura 4.43 – Aplicação do carregamento de FWD na pista experimental 03.....	181

Figura 4.44 – Aplicação do carregamento de FWD na pista experimental 03 com módulo de CAUQ de 10.000MPa.....182

Figura 4.45 – Comparação dos valores modulares determinados com viga Benkelman 1 mês após a execução com os valores modulares obtidos pelo FWD 3 meses após a construção.....183

## RESUMO

Este trabalho tem como objetivo apresentar os resultados obtidos de uma pesquisa realizada durante as obras de implantação da rodovia SC-469, entre as localidades de Campo Erê e Saltinho, oeste de Santa Catarina. A pesquisa consistiu no monitoramento e avaliação de desempenho de oito pistas experimentais construídas no referido trecho, cujas estruturas de pavimento consistiam em base granular e revestimento asfáltico delgado. Utilizou-se dois tipos de subleito: solo argiloso residual de basalto, compactado nas energias Proctor normal e intermediário, e aterro em rocha. Na camada de base, utilizaram-se dois tipos de materiais: brita graduada e macadame seco. Para a regularização do macadame, aplicaram-se duas técnicas distintas: utilização de massa fina de concreto asfáltico ou uma camada granular denominada *crushed surfacing top course*. Durante o processo de construção das pistas, fez-se o controle defletoométrico com viga Benkelman, medindo-se bacias defletoométricas em todas as camadas executadas. Foram coletadas amostras de solo e de brita graduada para a realização de ensaios triaxiais dinâmicos e amostras de concreto asfáltico para a realização de ensaios de compressão diametral. Ao final da construção, realizaram-se medidas defletoométricas com o FWD e verificou-se o índice longitudinal de irregularidade (IRI) das pistas com o uso de perfilômetro a laser. Realizou-se também o acompanhamento da evolução das deflexões com viga Benkelman, com medições à 0, 1, 6, 18 e 27 meses após a construção. No segundo ano após a abertura foram feitas novas medidas de IRI. Com base nos resultados obtidos, pôde-se concluir que as estruturas executadas apresentaram comportamento adequado para o uso em rodovias de baixo volume de tráfego.

## ABSTRACT

The aim of this work is to show the results obtained at a research conducted during the implementation works of the highway SC-469, between the cities of Campo Erê and Saltinho. The research consisted in the monitoring and evaluation of eight experimental sections built in the highway, whose pavement structure was composed of granular base layer and asphalt layer. Two kinds of subgrade were utilized: detonated rock and cohesive soil, compacted at the energies of normal and intermediary Proctor. Two different materials were used for the base layer: crushed stone and dry macadam. For the leveling of the macadam base, two distinguished techniques were applied: a thin asphalt layer with small aggregates and a thin granular layer denominated *crushed surfacing top course*. During the construction process, it was performed the deflection control with Benkelman beam, with the measure of deflection basins in all executed layers. Subgrade soil and crushed stone samples were collected for triaxial testing. Asphaltic concrete samples were also collected for diametric compression testing. After traffic opening, Falling Weight Deflectometer (FWD) and International Roughness Index (IRI) surveys were conducted. Deflection measures with Benkelman Beam were conducted at 1, 6, 18 and 27 months after traffic opening. Also, a new IRI survey was conducted at the second year after traffic opening. Based on the data collected and evaluated, it was possible to conclude that the constructed sections presented a satisfactory behaviour for low traffic highways.

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O estado de Santa Catarina apresenta diversas peculiaridades que tornam suas atividades sócio-econômicas fortemente dependentes da infra-estrutura de transporte viário. O estado caracteriza-se pela ocupação equilibrada do seu território que, aliada às suas condicionantes climáticas e geomorfológicas e as diferentes culturas dos povos que realizaram sua colonização, deu origem a propriedades rurais e empresas de pequeno e médio porte, organizadas em pólos econômicos e políticos regionais, contrapondo-se ao modelo centralizador observados em outros Estados da União. O estado tem 95,4 mil quilômetros quadrados de área. Além das estradas municipais, são 2.606 quilômetros de rodovias federais e 6 mil quilômetros de rodovias estaduais, sendo que parte significativa desta malha estadual pavimentada corresponde a rodovias rurais de baixo volume de tráfego.

Em janeiro de 2003, Santa Catarina possuía mais de cinquenta municípios com acesso somente por estradas de terra, sem pavimento asfáltico. Comunidades inteiras ficam isoladas em períodos de fortes chuvas, com grandes dificuldades para deslocamento e escoamento da produção. O desenvolvimento econômico e social da população destes locais é seriamente comprometido. A pavimentação dessas vias de acesso é importante, pois traz grandes benefícios à população local. Além de melhorar o escoamento de produtos agrícolas e reduzir os custos operacionais de transporte, ela ajuda na fixação do homem do campo e permite o acesso fácil e rápido a equipamentos de saúde e educação, que geralmente estão distantes destas comunidades. Porém, muitas dessas rodovias são projetadas nunca chegam a “sair do papel”. Geralmente, os custos de implantação elevados, frente ao baixo volume de tráfego acabam inviabilizando a execução da obra.

## **1.2 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA**

Com base no que foi exposto anteriormente, fica patente que devem ser buscadas soluções que permitam a redução nos custos de implantação de rodovias de baixo volume de tráfego, tornando-as economicamente viáveis. Em projetos de implantação, via de regra, cerca de 65% a 80% dos custos de construção correspondem à terraplenagem e a pavimentação da rodovia.

Redução de gastos na terraplenagem implicam necessariamente em alterações de traçado, o que compromete a funcionalidade e segurança da via. Portanto, uma redução nos custos de pavimentação permitiria uma melhor distribuição dos recursos destinados a infra-estrutura e o aumento da malha pavimentada. Essa realidade motivou a realização da presente pesquisa, que destina-se a analisar o comportamento estrutural e funcional de algumas estruturas alternativas de pavimento. Tratam-se de soluções que não são inéditas, sendo algumas já aplicadas no Estado de Santa Catarina com sucesso. Porém, de modo empírico e sem o devido enfoque da mecânica dos pavimentos.

### **1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA**

#### **1.3.1 Objetivo geral**

O objetivo geral da pesquisa consiste na avaliação do comportamento estrutural e funcional de oito pistas experimentais construídas durante as obras de implantação da rodovia SC-469, trecho: Campo Erê – Saltinho – Serra Alta e Acesso a Bom Jesus do Oeste. O projeto consiste em acompanhar a evolução de desempenho destas pistas por um período de dez anos, através da medida de bacias deflectométricas, da irregularidade longitudinal e por meio análises computacionais para avaliação dos esforços, deformações e deslocamentos atuantes nas estruturas de pavimento. Neste trabalho de dissertação, serão apresentados e analisados os resultados obtidos para os primeiros dois anos do acompanhamento.

#### **1.3.2 Objetivos específicos**

1. Análise do comportamento estrutural e funcional de bases de macadame seco regularizadas com massa fina de CAUQ;
2. Análise do comportamento estrutural e funcional de bases de macadame seco regularizada com CSTC (*crushed surfacing top course*);
3. Avaliação do comportamento estrutural de subleitos de aterro em rocha;
4. Análise do comportamento resiliente do solo residual de basalto, quando compactado a diferentes energias, através de ensaios triaxiais; e,
5. Avaliação comparativa dos módulos de elasticidade dos materiais determinados por meio de retroanálise de bacias deflectométricas e por ensaios de laboratório.







Figura 1.2 – Detalhe do mapa de localização do trecho.

### 1.5 ESTRUTURA DE PAVIMENTO IMPLANTADA NA RODOVIA E NAS PISTAS EXPERIMENTAIS

De acordo com o Projeto Final de Engenharia Rodoviária para Pavimentação da rodovia SC-469, trecho: Campo Erê – Saltinho – Serra Alta e acesso a Bom Jesus do Oeste, elaborado pela empresa IGUATEMI Ltda. (2002), a unidade geológica predominante onde se desenvolve o trecho é a Formação Serra Geral, constituída essencialmente por derrames de lava básica (basalto). O solo residual argiloso vermelho ocorre em abundância na região, sendo constituído por argilas do tipo A-7 da classificação HRB, com valores de CBR variando entre 6% e 14%. São solos adequados para utilização como corpo e camada final de aterro. O projeto previa a utilização do solo residual de basalto, proveniente dos próprios cortes da rodovia, para a execução da camada final de terraplenagem. O dimensionamento da estrutura de pavimento foi feito pelo denominado Método da Resiliência – TECNAPAV, proposto pelos engenheiros E. S. Preussler e S. Pinto. Para o dimensionamento da estrutura de pavimento, dividiu-se a rodovia em segmentos de acordo com número N de projeto e o CBR de subleito, conforme expresso pela Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Estrutura de pavimento dimensionada para a rodovia.

Segmento (KM)	Número N (usace)	CBR <sub>proj.</sub> (%)	ESTRUTURA DO PAVIMENTO*		
			Revestimento	Base	Sub-base
			CAUQ	Brita Graduada	Macadame Seco
0+000 – 18+000	3,44x10 <sup>6</sup>	11	5,0	15,0	16,0
18+000 – 27+000	3,44x10 <sup>6</sup>	10	5,0	15,0	17,0
27+000 – 46+281	2,37x10 <sup>6</sup>	10	5,0	15,0	16,0
Acesso Bom Jesus	8,08x10 <sup>5</sup>	10	5,0	15,0	16,0

\*Espessuras em centímetros

As características das pistas experimentais construídas são as seguintes:

- **Pista 1:** localizada entre os kms 4+740 e 4+940 da rodovia, com extensão total de 200 metros. A camada final foi executada com solo argiloso compactado a 100% do Proctor normal, sendo a regularização feita na energia de Proctor intermediário. A camada de base foi executada com 20cm de macadame seco, sendo a regularização superficial feita com uma camada de 4cm de CSTC (*crushed surfacing top course*). Trata-se de uma camada de granulometria fina, indicada pelo Departamento de Transporte de Washington para a regularização de camadas de base de superfície irregular. O revestimento é do tipo concreto asfáltico usinado a quente, com espessura de 5cm.
- **Pista 2:** localizada entre os kms 6+180 e 6+380 da rodovia, com extensão total de 200 metros. A camada final foi executada com solo argiloso compactado a 100% do Proctor normal, sendo a regularização feita na energia de Proctor intermediário. A camada de base foi executada com 20cm de macadame seco, regularizada com 2cm de massa fina de CAUQ. Revestimento asfáltico de CAUQ, com espessura de 5cm.
- **Pista 3:** localizada entre os kms 6+580 e 6+710 da rodovia, perfazendo 130 metros. A camada final foi executada com solo argiloso compactado a 100% do Proctor normal, sendo a regularização feita na energia de Proctor intermediário. A camada de base foi executada com 20cm de brita graduada e o revestimento asfáltico de CAUQ, com 5cm de espessura.
- **Pista 4:** localizada entre os kms 8+020 e 8+220 da rodovia, com extensão total de 200 metros. A camada final foi executada com rocha detonada proveniente dos próprios cortes rodoviários. A camada de base foi executada com 16cm de macadame seco, regularizada com 4cm de CSTC. Para o revestimento asfáltico, utilizou-se de CAUQ com espessura de 5cm.
- **Pista 5:** localizada entre os kms 7+780 e 7+980 da rodovia, com extensão total de 200

metros. A camada final foi executada com rocha detonada proveniente dos próprios cortes rodoviários. A camada de base foi executada com 16cm de macadame seco, regularizada com 2cm de massa fina de CAUQ. Para o revestimento asfáltico, utilizou-se de CAUQ com espessura de 5cm.

- **Pista 6:** localizada entre os kms 7+540 e 7+740 da rodovia, com extensão total de 200 metros. A camada final foi executada com rocha detonada proveniente dos próprios cortes rodoviários. A camada de base foi executada com 16cm de brita graduada. Para o revestimento asfáltico, utilizou-se de CAUQ com espessura de 5cm.
- **Pista 7:** localizada entre os kms 8+260 e 8+460 da rodovia, com extensão total de 200 metros. Devido ao grande volume de rocha escavada durante as operações de terraplenagem, optou-se, durante a obra, por se executar a camada final de terraplenagem com rocha detonada. Esta solução foi adotada em 89% da extensão da rodovia, sem alteração da estrutura de pavimento. A pista 07 corresponde a uma pista de controle, representativa da maior parte da rodovia. A camada final foi executada com rocha detonada proveniente dos próprios cortes rodoviários, sendo a camada de sub-base de 16cm de macadame seco e a camada de base de 15cm de brita graduada. O revestimento asfáltico de CAUQ apresenta espessura de 5cm.
- **Pista 8:** no início da pesquisa estavam previstas a execução de 7 pistas experimentais, sendo que a pista nº7 seria a pista de controle. Como na época de implantação das pistas experimentais não foi contemplada a execução de uma pista experimental representativa dos 11% do trecho executados com subleito argiloso, foi feita a análise do segmento compreendido entre as estacas 10+000 e 11+000 (doravante denomina Pista 08), cujo pavimento está assente sobre subleito de solo compactado a 100% do Proctor normal. A camada de sub-base possui 16cm de macadame seco e a camada de base, 15cm de brita graduada. O revestimento asfáltico de CAUQ apresenta espessura de 5cm. Como a seleção deste trecho foi feita *a posteriori*, ele não apresenta a mesma gama de informações existente para os demais.

## 1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho foi estruturado de maneira a apresentar de maneira clara e lógica a revisão bibliográfica necessária para o acompanhamento da pesquisa realizada, a identificação das características da região de estudo, a metodologia empregada na pesquisa, as análises e estudos efetuados e as principais conclusões obtidas.

O capítulo 1 apresenta o tema da pesquisa e sua relevância para o estado de Santa Catarina.

O capítulo 2 é uma revisão bibliográfica que apresenta, com base na literatura nacional e internacional, todos os elementos necessários para a compreensão do presente trabalho. Discorre-se sobre o comportamento mecânico dos materiais empregados em pavimentação, sobre os desenvolvimentos da Mecânica dos Pavimentos, ensaios não-destrutivos de campo e avaliação da condição funcional do pavimento.

O capítulo 3 trata da metodologia utilizada na presente pesquisa. Apresenta-se o dimensionamento e a descrição das pistas experimentais, os ensaios de controle tecnológico e as características tecnológicas dos materiais empregados na construção.

No capítulo 4 é feita a apresentação e discussão dos resultados obtidos com os ensaios laboratoriais e medidas de campo. Apresenta-se, para cada etapa ou tipo de ensaio ou levantamento conduzido, os resultados obtidos, seguido de discussão e análise dos resultados, com ênfase na Mecânica dos Pavimentos.

O capítulo 5 sumariza as conclusões e resultados obtidos com esse estudo. Também são apresentadas as perspectivas futuras e sugestões para novas pesquisas nessa linha.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESFORÇOS CAUSADOS NO CONCRETO ASFÁLTICO PELA SOLICITAÇÃO DO TRÁFEGO

Os esforços causados no revestimento asfáltico pela ação do carregamento do tráfego são do tipo flexão alternada. A medida que o veículo se desloca sobre o pavimento, ocorre uma alternância entre esforços de compressão e tração. PERRET (2003) analisou a deformação de tração atuante na face inferior do concreto asfáltico em diferentes pistas experimentais, variando os principais parâmetros de tráfego, tais como: tipos de eixos e pneus, carga total por eixo, pressão de contato dos pneus, etc. Essas medidas foram feitas a diferentes temperaturas e o carregamento imposto às pistas experimentais foi causado por um simulador de tráfego, com carga máxima de eixo de 130kN, rodas simples ou duplas, velocidade máxima de rolamento de 12km/h e uma frequência de 2000passagens/hora. As deformações causadas pela passagem do carregamento foram medidas na base da camada asfáltica com o uso de medidores de deformação eletrônicos do tipo *strain gages*, e foram feitas medidas tanto na direção longitudinal (paralelo às rodas) quanto na transversal (perpendicular às rodas). Foram medidas as deformações na camada asfáltica superficial (chamada de camada de rolamento ou de desgaste) e na camada asfáltica subjacente, chamada de camada asfáltica estrutural. A Figura 2.1 apresenta de maneira esquemática as deformações sujeitas ao concreto asfáltico quando da passagem de uma carga móvel. São esforços de tração e compressão, que variam de acordo com o ponto de análise, tanto lateralmente quanto verticalmente. De maneira simplificada, pode-se dizer que, no sentido longitudinal, tem-se, à medida que a roda avança:

- Na camada de rolamento: tração – compressão – tração;
- Na camada estrutural: compressão – tração – compressão.

No sentido transversal, tem-se:

- Na camada de rolamento: compressão abaixo da carga de roda e tração na área externa;
- Na camada estrutural: tração abaixo da roda e compressão na área externa.

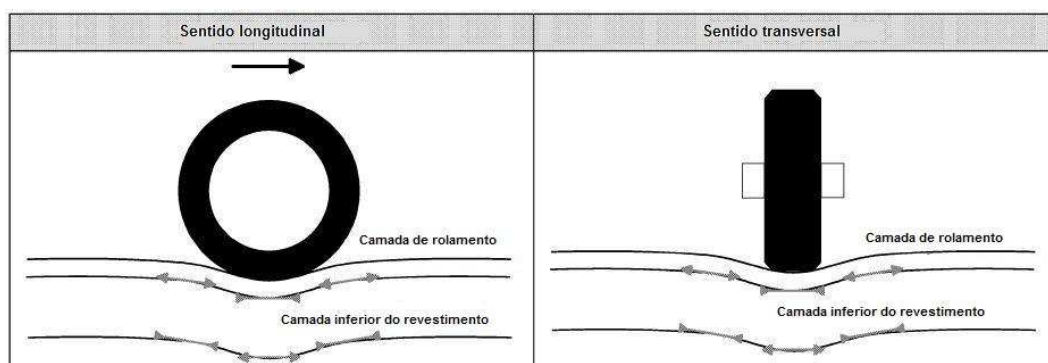


Figura 2.1 – Deformação das camadas betuminosas devido a passagem de uma roda (PERRET, 2003) .

A Figura 2.2 apresenta a forma geral do sinal de deformação obtido na base da camada asfáltica inferior (com função estrutural), a uma temperatura de 30°C. Verifica-se que as deformações horizontais e transversais se diferenciam principalmente pelo fato de que, na primeira, tem-se uma alternância de sinais. No sentido longitudinal tem-se inicialmente, com a aproximação da carga de roda, uma deformação de contração, seguida por deformação de tração e nova contração, a medida que o veículo se afasta. No sentido transversal, ao contrário, tem-se deformações unicamente de tração. Além disso, as curvas obtidas não são simétricas. Considerando-se um plano de referência passando pelo pico da deformação de tração, vê-se que os lados esquerdos e direitos não são simétricos, o que ocorre devido ao comportamento viscoelástico do concreto asfáltico.

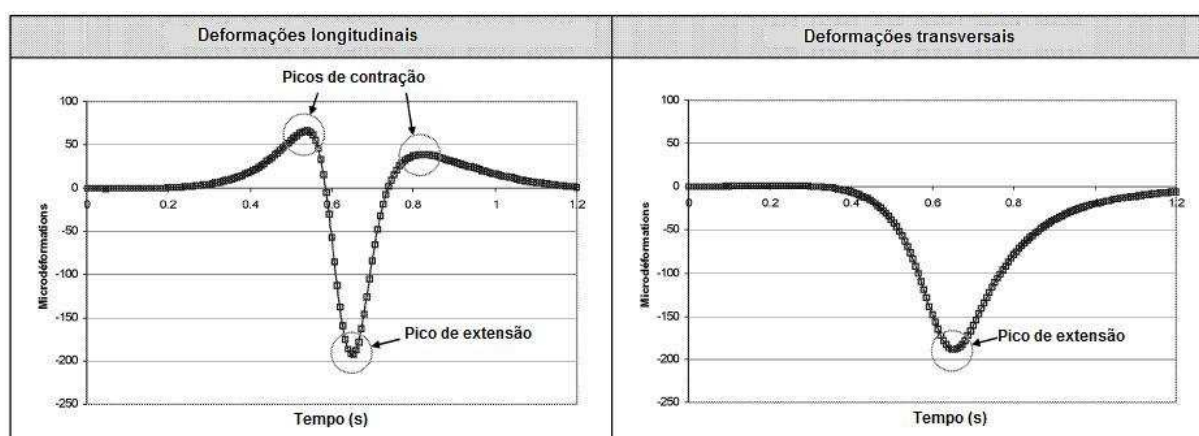


Figura 2.2 – Exemplo de sinal de deformação obtido na camada de ligação (binder) do revestimento asfáltico (PERRET, 2003).

No caso dos sinais medidos na base da camada de rolamento é de se esperar que, por analogia, apresentem um formato semelhante àquele observado na camada asfáltica inferior de ligação. Se este é o caso, os sinais longitudinais devem apresentar deformações de tração antes e depois da passagem da carga, com um pico de contração sob o carregamento. Para os sinais transversais, pode-se esperar uma simples contração. Entretanto, a visualização dos sinais na base da camada de rolamento mostra que este não é exatamente o caso.

No caso do sinal obtido longitudinalmente, as deformações de tração medidas antes e após a passagem do carregamento são bem definidas. Já a zona de contração sob a carga de roda não apresenta somente um pico único claramente definido, mas sim uma zona com irregularidades que parecem indicar a presença de três picos de contração. O sinal transversal apresenta-se em conformidade com o longitudinal, apresentando um pico de contração bem definido que ocorre simultaneamente à zona de contração observada longitudinalmente. O sinal transversal também apresenta deformidades após este pico, causadas pelo comportamento viscoelástico do concreto asfáltico. Como relata PERRET (2003), essa zona de “irregularidades” com os picos de contração observada no sinal longitudinal ocorre a pequenas profundidades no concreto asfáltico e tinha sido atribuída, em estudos anteriores, à imprecisões nos equipamentos de medição de deformações, o que é incorreto. Uma explicação detalhada do porquê deste fenômeno foge do escopo deste trabalho e pode ser obtida em PERRET (2003).

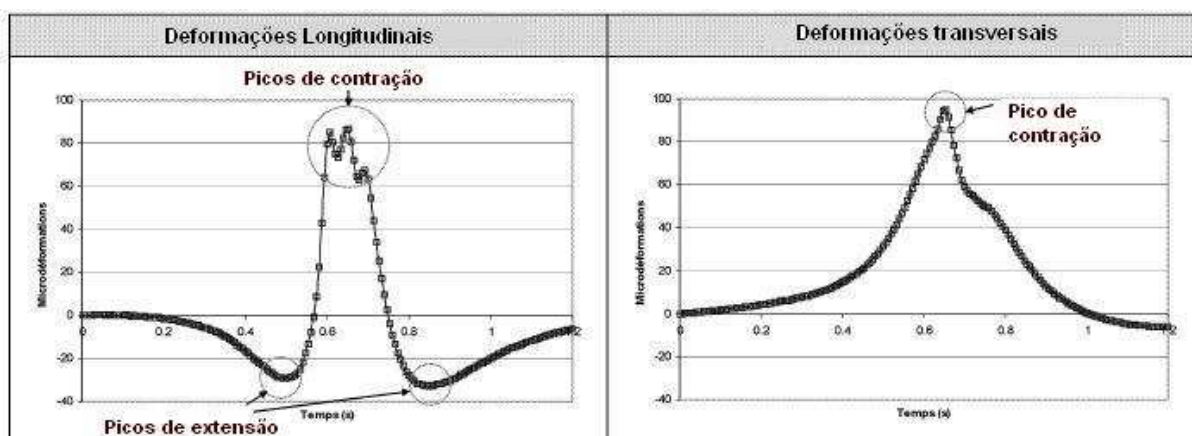


Figura 2.3 – Sinal de deformação obtido na base da camada asfáltica de rolamento (PERRET, 2003).

## **2.2 CARACTERÍSTICAS RESILIENTES DOS MATERIAIS EMPREGADOS EM PAVIMENTAÇÃO**

De acordo com MEDINA & MOTTA (2005), deve-se a Francis Hveem o primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos. Entendia Hveem que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos devia-se à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. Hveem preferiu utilizar este termo tendo em vista que as deformações atuantes nos pavimentos são muito maiores que as atuantes sobre outros materiais utilizados na prática da engenharia, tais como: concreto, aço, madeira, etc. Na verdade, o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, que é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

Outra diferença marcante no comportamento dos materiais ditos “elásticos” e dos “resilientes” é que, enquanto no primeiro grupo, a relação tensão x deformação é praticamente linear, independentemente do nível de tensão aplicado, no segundo esta relação não é linear, havendo grande dependência em relação ao estado de tensões vigente. Em vista disso, foram desenvolvidos diversos modelos que expressam o módulo de resiliência  $M_R$  a parâmetros como a tensão desvio  $\sigma_d$  e a tensão confinante  $\sigma_3$ . Muitas pesquisas foram realizadas, observando-se a correlação do módulo resiliente com a condição de carregamento, estado de tensão, tipo e estado físico do solo, em função da massa específica aparente seca, do teor de umidade e do grau de saturação.

### **2.2.1 O ensaio triaxial dinâmico**

O ensaio triaxial dinâmico objetiva reproduzir em laboratório as condições de carregamento impostas ao pavimento pela solicitação do tráfego, e, dessa forma, simular o comportamento resiliente dos materiais utilizados. Nestes ensaios a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero até um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso (fração de segundo), procuram reproduzir as condições de carregamento de campo. A velocidade do veículo e o fluxo de tráfego são simulados respectivamente pelo tempo de pulso e frequência da carga aplicada.



O ensaio consiste basicamente em duas fases. A primeira, chamada fase de condicionamento, objetiva reduzir a influência das grandes deformações plásticas e reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência. A obtenção dos valores de  $M_R$  é feita na segunda etapa do ensaio, onde para cada par de tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  é feita a medida da deformação resiliente  $\varepsilon_r$ . Calcula-se, então, para cada par de tensões, o módulo resiliente pela seguinte equação:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.1)$$

Onde:

$M_R$  – módulo de deformação resiliente;

$\sigma_d$  – tensão desvio, que é a tensão aplicada vertical e repetidamente durante o ensaio;

$\varepsilon_r$  – deformação específica axial recuperável, correspondente a um número particular de repetições de determinada tensão desvio.

No Brasil, o ensaio é normatizado pelo método de ensaio DNER-ME 131/94. De acordo com o método, o corpo-de-prova cilíndrico deve ter dimensões tais que o diâmetro seja pelo menos 4 vezes maior que o diâmetro máximo das partículas. Em geral, utilizam-se corpos-de-prova de 10 ou 15cm de diâmetro. Recomenda-se também que a altura seja aproximadamente o dobro do diâmetro.

## 2.2.2 Comportamento resiliente dos solos não coesivos

Desde 1960, inúmeras pesquisas têm buscado caracterizar o comportamento resiliente dos materiais granulares. É sabido que estes materiais apresentam comportamento não-linear quando submetidos ao carregamento do tráfego. Para lidar com esta não-linearidade e para diferenciá-la das teorias tradicionais da elasticidade, a resposta resiliente é geralmente definida em função do módulo resiliente e do coeficiente de Poisson. Alternativamente, o módulo volumétrico e de cisalhamento também têm sido utilizados. Entre os fatores que mais afetam o comportamento destes materiais, destacam-se os seguintes:

- **Efeito das tensões:** o nível de tensões atuante é o fator mais importante nas propriedades resilientes de materiais granulares. O módulo resiliente aumenta consideravelmente com o aumento da tensão confinante e da soma das tensões principais. MONISMITH et al. (1967)

verificaram um aumento de 500% no módulo resiliente devido a um aumento na tensão de confinamento de 20 para 200kPa. Um aumento de cerca de 50% no módulo resiliente foi observado por SMITH e NAIR (1973) quando a soma das tensões principais aumentou de 70 para 140kPa. Comparado à tensão de confinamento, a tensão-desvio ou a tensão de cisalhamento são muito pouco influentes na rigidez do material.

- **Densidade:** Sabe-se que, no caso de carregamentos estáticos, o aumento da densidade do material granular provoca também o aumento da rigidez e da resistência do mesmo. No entanto, a literatura disponível a respeito do impacto da densidade no módulo resiliente do material (i.e, carregamento dinâmico) é um tanto ambígua. Diversos estudos (e.g, TROLLOPE ET AL. (1962), HICKS (1970)) sugerem que o módulo aumenta com o aumento da densidade. O número de contatos entre partículas aumenta significativamente com o incremento na densidade, que é resultante do maior esforço de compactação. Além disso, diminui-se as tensões atuantes nos contatos partícula-partícula, tensões estas geradas pelo carregamento aplicado. Com isso, reduz-se as deformações nos contatos e módulo resiliente aumenta (maior rigidez e menor deformação da estrutura). No entanto, pesquisas realizadas por HICKS e MONISMITH (1971) concluíram que o efeito da densidade é mais acentuada para partículas parcialmente britadas do que para partículas totalmente britadas. Verificou-se que o módulo resiliente aumentou de maneira significativa com o incremento da densidade dos agregados parcialmente britados enquanto que, para os agregados plenamente britados, o impacto foi praticamente insignificante.
- **Conteúdo de finos:** A literatura não é clara quanto ao impacto do conteúdo de finos na rigidez do material. Alguns pesquisadores (e.g, THOM e BROWN, 1987) verificaram que o módulo resiliente geralmente diminui com o aumento no teor de finos. BARKSDALE e ITANI (1989) Verificaram uma redução de 60% no módulo resiliente quando a porcentagem de finos foi aumentada de 0 para 10%. Uma pesquisa realizada por JORENBY e HICKS (1986) constatou um incremento inicial na rigidez, seguido por uma redução considerável quando finos argilosos foram adicionados ao agregado britado. O aumento modular inicial foi atribuído ao maior contato entre as partículas à medida que os vazios foram sendo preenchidos. Gradualmente, o excesso de finos deslocou as partículas maiores e reduziu os pontos de contato entre elas, de maneira que a performance mecânica do material passou a depender cada vez mais dos finos, e a rigidez diminuiu.
- **Tamanho máximo de partículas:** Verifica-se ainda que para agregados com a mesma porcentagem de finos e curva granulométrica de formato semelhante, o módulo resiliente

aumenta com o aumento da diâmetro máximo de partícula (GRAY 1962; THOM e BROWN, 1988; KOLISOJA 1997). De acordo com KOLISOJA (1997), a explicação para este fato é de que a maior parte da carga que atua num sistema granular é transmitida por uma seqüência de partículas. Os contatos entre estas fazem com que as tensões originadas pelo carregamento sejam transmitidas de partícula para partícula. Quando os esforços são transmitidos por partículas de maiores dimensões, o menor número de contatos resulta em menor deformação total e conseqüente maior rigidez.

- **Granulometria:** A granulometria aparenta ter alguma influência na rigidez, embora pequena. THOM e BROWN (1988) estudaram o comportamento de calcário britado em diferentes granulometrias e concluíram que agregados de granulometria uniforme eram apenas levemente mais rígidos que misturas bem graduadas. PLAISTOW (1994) argumentou que quando umidade é introduzida em materiais bem graduados, o efeito da graduação pode ser significativamente aumentado, porque estes materiais podem prender água nos poros. Eles também podem atingir maiores densidades do que materiais uniformemente graduados porque os menores grãos preenchem os vazios entre as partículas maiores. Plaistow, portanto, concluiu que a granulometria tem um efeito indireto no comportamento resiliente de materiais granulares devido ao controle da umidade e da densidade do sistema.
- **Teor de umidade:** Verifica-se que o teor de umidade afeta o comportamento resiliente dos materiais granulares de maneira bastante significativa. A resposta resiliente de materiais granulares secos e parcialmente saturados é semelhante, mas à medida que se aproxima a saturação completa, o comportamento resiliente é significativamente afetado. Diversos pesquisadores [e.g, HICKS e MONISMITH (1971), BARKSDALE e ITANI (1989), DAWNSON et al. (1996) e HEYDINGER et al. (1996)], que estudaram o comportamento de materiais granulares a altos níveis de saturação, verificaram uma elevada dependência do comportamento resiliente com o teor de umidade, com o módulo decrescendo com o aumento da saturação. HAYNES e YODER (1963) observaram uma redução de 50% no módulo resiliente do seixo devido a um aumento na saturação de 70 para 97%. Materiais granulares saturados desenvolvem poro-pressões elevadas sob efeito de carregamentos dinâmicos. A medida que a poro-pressão aumenta, a tensão efetiva no material diminui, com subseqüente redução na resistência e rigidez do material. Pode-se portanto argumentar que não é o grau de saturação *per se* que influencia o comportamento resiliente do material, mas sim a poro-pressão. MITRY (1964), SEED et al. (1967) e HICKS (1970) verificaram

que uma redução do módulo resiliente devido à saturação é verificada apenas se a análise for baseada em tensões totais. PAPPIN (1979) observou que se os resultados dos ensaios são analisados com base nas tensões efetivas, o módulo resiliente permanece praticamente constante. THOM e BROWN (1987), no entanto, verificaram que a umidade tem um efeito lubrificante nas partículas. Isto aumentaria a deformação do material granular com conseqüente redução do módulo resiliente, mesmo sem a geração de poro-pressões. Um estudo conduzido por RAAD et al. (1992) demonstraram que o efeito da umidade no comportamento resiliente de materiais granulares é mais acentuado em materiais bem graduados com elevada proporção de finos. Isto porque a água fica mais retida nos poros desses materiais, enquanto que misturas de granulometria mais aberta ou uniforme permitem o livre escoamento da água. DAWSON et al. (1996) estudaram diferentes agregados de faixa granulométrica bem graduada e verificou que abaixo da umidade ótima a rigidez tende a aumentar com o incremento da umidade, aparentemente devido ao aumento da sucção. Além deste limite, à medida que o material se torna mais saturado e poro-pressões excessivas são desenvolvidas, o efeito muda e o módulo começa a reduzir rapidamente.

- **História de tensões e número de ciclos de carga:** Diversos estudos indicaram que a história de tensões pode ter algum impacto no comportamento resiliente de materiais granulares. Isso porque ocorre uma densificação progressiva e o rearranjo de partículas sobre o efeito de cargas repetidas. HICKS (1970), no entanto, constatou que o efeito da história de tensões é praticamente eliminado, e uma resposta resiliente estável é obtida após a aplicação de aproximadamente 100 ciclos do mesmo nível de tensões no ensaio triaxial. Outros pesquisadores (BROWN e HIDE, 1975; MAYHEW, 1983) constataram que as propriedades resilientes dos materiais granulares são basicamente insensíveis à história de tensões, desde que as cargas aplicadas sejam mantidas baixas o suficiente para prevenir deformações permanentes significativas no material.
- **Formato das partículas:** Diversos pesquisadores (HICKS, 1970; HICKS e MONISMITH, 1971; ALLEN, 1973; ALLEN e THOMPSON, 1974; THOM, 1988; BARKSDALE e ITANI, 1989) constataram que agregados britados, com partículas de formatos angulares ou sub-angulares, apresentaram melhor capacidade de distribuição de tensões e módulos resilientes maiores do que agregados não britados, com partículas arredondadas.
- **Duração da carga, frequência e seqüência de carregamento:** A visão geral quanto ao impacto da duração de carga e da frequência de carregamento é a de que estes parâmetros

tem influência muito baixa ou insignificante no comportamento resiliente dos materiais granulares. HICKS (1970) e ALLEN (1973) estudaram a questão da seqüência ou ordem com a qual as tensões são aplicadas no corpo-de-prova. Estes estudos mostraram claramente que a seqüência de carregamento não tem impacto nenhum nas propriedades resilientes dos materiais granulares.

Quanto aos modelos utilizados para a representação do comportamento resiliente dos materiais granulares, os mais conhecidos são aqueles que relacionam o módulo resiliente com as tensões confinantes atuando no material. DUNLAP (1963) e MONISMITH et al. (1967) propuseram o seguinte modelo de comportamento para solos granulares, baseado unicamente na tensão de confinamento:

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (2.2)$$

Onde:

$M_R$  – módulo resiliente;

$\sigma_3$  – tensão confinante; e,

$K_1$  e  $K_2$  – constantes definidas experimentalmente.

Outro modelo bastante utilizado é um que relaciona o módulo resiliente com a soma das tensões principais, ou invariante de tensões. SEED et al. (1967) e HICKS (1970) sugeriram a seguinte relação, conhecida como o modelo K- $\theta$ :

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad (2.3)$$

Onde:

$\theta$  – invariante de tensões. É a soma das tensões principais  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ . Como no ensaio triaxial  $\sigma_2 = \sigma_3$ , tem-se  $\theta = \sigma_1 + 3\sigma_3$ ;

$K_1$  e  $K_2$  – constantes experimentais.

De acordo com DAWSON et al. (2000), a simplicidade do modelo K- $\theta$  tornou-o extremamente útil e largamente aceito para as análises. No entanto, este modelo tem diversas desvantagens. O modelo admite um coeficiente de Poisson constante, que é utilizado para calcular a deformação radial. No entanto, diversos estudos (HICKS, 1970; HICKS e MONISMITH, 1971; BROWN e HYDE, 1975; BOYCE, 1980) mostraram que o coeficiente

de Poisson não é constante e varia com o nível de tensões aplicado. TRICHÊS (1985) verificou que com a elevação da razão  $\sigma_1/\sigma_3$  ocorre o aumento do coeficiente de Poisson. SWEERE (1990) aplicou o modelo K- $\theta$  e obteve boas previsões de deformações axiais, porém resultados bastante insatisfatórios nas deformações radial e volumétrica com o uso do coeficiente de Poisson constante. Ademais, outros estudos indicaram que o invariante de tensões é insuficiente para corretamente caracterizar o comportamento resiliente dos materiais granulares. MAY e WITCZAK (1981) constataram que o módulo é função não somente de  $\theta$ , mas também da magnitude da deformação cisalhante induzida por tensões de cisalhamento.

### 2.2.3 Comportamento resiliente de solos coesivos

Assim como no caso dos materiais granulares não-coesivos, o comportamento mecânico dos solos coesivos também é não-linear, sendo fortemente influenciado pelo estado de tensões vigente. Os fatores mais influentes no comportamento resiliente dos finos coesivos são os seguintes:

- **Nível de tensão:** enquanto nos solos granulares o módulo resiliente depende da tensão confinante é pouco afetado pela tensão-desvio, nos solos finos coesivos o módulo é dependente da tensão-desvio, sendo pouco afetado pela tensão confinante (DNIT, 2006). De acordo com SVENSON (1980), para os solos finos, foi observado de um modo geral que o modelo preponderante é o que relaciona o módulo com a tensão-desvio axial repetida ( $\sigma_d$ ). Quando compactados na umidade ótima, estes tipos de solo apresentam um comportamento elástico não linear.
- **Umidade e massa específica:** De acordo com o SVENSON (1980), as condições de compactação exercem grande influência no módulo resiliente. O módulo diminui muito com o aumento da umidade de compactação, sendo muito recomendável a prática da compactação na umidade ótima ou abaixo desta. O método de compactação (e.g, estático, amassamento, impacto, etc.) faz-se sentir nos solos argilosos acima do teor ótimo e pouca ou nenhuma influência tem aquém do ótimo, o que se explica pelo tipo de estrutura produzido na compactação. SEED et al. (1962) recomendam a utilização da umidade ótima ou um pouco abaixo desta, na compactação dos corpos de prova. A umidade tem grande influência na relação entre a intensidade da tensão-desvio e o módulo resiliente. Para um grau de saturação de 95%, o módulo resiliente na tensão-desvio de 21kPa, com amostras compactadas estaticamente, teve o valor quatro vezes maior do que os obtidos com as

amostras compactadas por amassamento.

- **Tixotropia dos solos argilosos:** de acordo com o DNIT (2006), o ganho tixotrópico de resistência ou rigidez pela alteração da estrutura em período de repouso ou cura não é significativo, principalmente após algumas repetições de carga.
- **Número de repetições da tensão-desvio e história de tensões:** assim como no caso dos solos granulares não-coesivos, os solos coesivos podem sofrer esses efeitos, diminuídos ou eliminados, através de um pré-condicionamento que consiste em ciclos de carregamento e descarregamento. Os solos argilosos têm deformações resilientes que diminuem com o aumento do número de repetições de cargas, produzindo um efeito de enrijecimento que pode ser atribuído a um acréscimo do peso específico devido ao carregamento repetido e a um provável rearranjo estrutural de partículas.
- **Duração e frequência de aplicação das cargas:** assim como no caso dos solos granulares, não se tem notado para as condições normais do ensaio triaxial e corpos-de-prova com umidade próxima da ótima, influência substancial da duração e frequência de aplicação de cargas no comportamento resiliente e na deformação dos solos finos coesivos

HICKS (1970) indica como modelo de comportamento para solos coesivos o modelo bi-linear, indicado pelas seguintes equações:

$$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d), \text{ se } K_1 > \sigma_d \quad (2.4)$$

$$M_R = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1), \text{ se } K_1 < \sigma_d$$

Onde  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  e  $K_4$  são constantes experimentais. O modelo indica que, abaixo de um determinado nível de tensão desvio, representado pela constante  $K_1$ , os valores de  $M_R$  aumentam a uma razão bem superior do que aquela verificada para  $\sigma_d < K_1$ . Apesar da dificuldade experimental de se determinar com exatidão o ponto em que as duas retas se interceptam, ou seja, o ponto a partir do qual o aumento do módulo com a redução da tensão desvio se acelera, o modelo bi-linear é amplamente utilizado, sendo inclusive o modelo adotado pelo método de ensaio DNER-ME 131/94.

Tendo em vista as dificuldades de obtenção dos parâmetros do modelo bi-linear, SVENSON (1980) propôs o seguinte modelo para solos coesivos:

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (2.5)$$

Onde  $K_2$  é negativo. Esse modelo apresenta como vantagem a eliminação do ponto de transição existente no modelo bi-linear, que na prática é de difícil determinação.

MACÊDO (1996) propôs um modelo denominado pelo autor de Modelo Composto, que elimina a necessidade de se estabelecer previamente o tipo de comportamento resiliente apresentado pelo material ensaiado. Esse modelo leva em consideração a influência conjunta da tensão desvio e da tensão confinante no comportamento do material, sendo expresso pela seguinte equação:

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3} \quad (2.6)$$

Nos ensaios realizados por MACÊDO (1996) com o referido modelo, obtiveram-se valores de coeficiente de correlação  $R^2$  superiores à 0,90, valores estes bastante superiores àqueles obtidos com outros modelos, o que pode indicar que a consideração conjunta da tensão desvio e da tensão confinante é de fundamental importância na determinação do comportamento resiliente de um material. FERREIRA (2002), ao analisar o banco de dados de ensaios triaxiais da COPPE/UFRJ, pôde constatar a supremacia do Modelo Composto, que apresentou coeficientes de correlação muito superiores àqueles observados para os demais modelos, além de eliminar a necessidade de definição prévia do tipo de comportamento que o material ensaiado deve apresentar. Com base nos resultados obtidos, FERREIRA (2002) concluiu que poder-se-ia eliminar definitivamente os modelos  $K-\theta$ ,  $K-\sigma_3$  e  $K-\sigma_d$ , concentrando-se os estudos no Modelo Composto e no aprimoramento deste.

#### **2.2.4 Proposta de classificação do comportamento resiliente dos solos segundo o DNIT**

O manual de pavimentação do DNIT apresenta uma classificação resiliente dos solos granulares e coesivos, desenvolvida a partir de estudos realizados por PREUSSLER e PINTO, iniciados em 1976 na COPPE/UFRJ.

Segundo a proposta de classificação, são considerados solos granulares aqueles que apresentam menos de 35% em peso de material passando na peneira nº200 (0,075mm). A Figura 2.5 apresenta os grupos de solos A, B e C segundo esta metodologia, sendo que o modelo de comportamento resiliente adotado é do tipo  $K-\sigma_3$  (módulo resiliente como função da tensão de confinamento  $\sigma_3$ ), já apresentado.



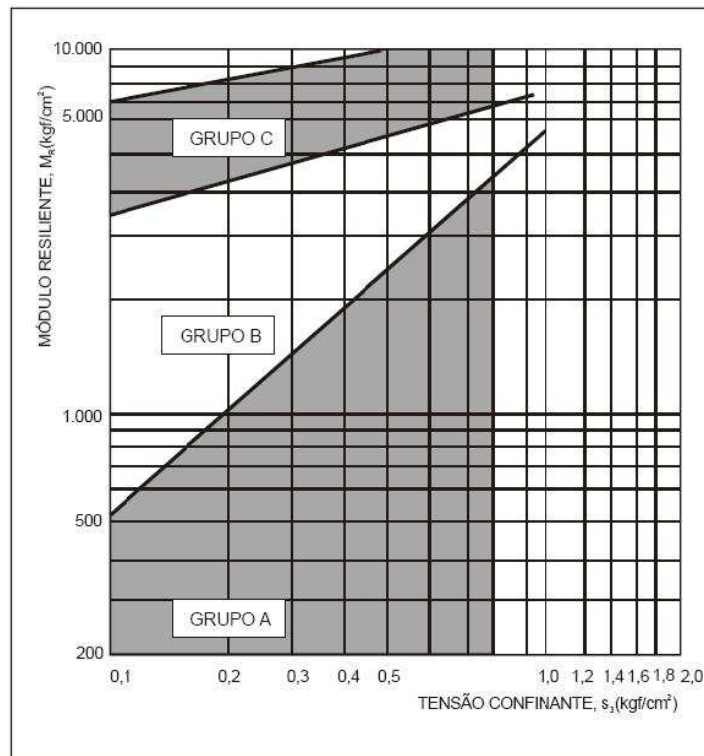


Figura 2.4 – Classificação resiliente de solos granulares segundo o DNIT (DNIT, 2006).

As características resilientes de cada grupo são as seguintes:

- Grupo A: são solos com grau de resiliência elevado. Não devem ser empregados em camadas de pavimento e constituem subleito de péssima qualidade;
- Grupo B: solos com grau de resiliência intermediário. Pode ser empregado em camadas de base, sub-base ou reforço, ficando seu comportamento dependente das seguintes condições:
  - $K_2 \leq 0,50$ : bom comportamento;
  - $K_2 \geq 0,50$ : comportamento dependente da espessura da camada e da qualidade do subleito.
- Grupo C: solos com baixo grau de resiliência. Pode ser usado em todas as camadas do pavimento, resultando em estruturas com baixas deflexões.

Quanto aos solos finos coesivos, considera-se como tais, para fins de classificação resiliente, aqueles que apresentam mais de 35% em peso de material passando na peneira nº 200 (0,075mm). O modelo de comportamento resiliente adotado é o bi-linear, sendo os solos classificados nos seguintes grupos:

- Solo tipo I: solo de bom comportamento quanto à resiliência como subleito e reforço do

subleito, podendo ser utilizado como camada de sub-base;

- Solo tipo II: solo de comportamento regular quanto à resiliência como subleito e reforço do subleito.
- Solo tipo III: solo de comportamento ruim quanto à resiliência. É vedado seu emprego em camadas do pavimento. Para o subleito, requer cuidados e estudos especiais.

A Figura 2.5 apresenta, de forma gráfica, os três grupos de solos segundo a proposta de classificação. Na impossibilidade de se determinar o comportamento modular diretamente, pode-se estimar a classificação de maneira indireta, a partir da percentagem de silte em relação à fração que passa na peneira nº 200 (0,075mm) e do CBR, conforme indica a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação indireta do comportamento resiliente de solos coesivos (DNIT, 2006).

CBR	S%		
	≤35	35 a 65	≥65
≤5	III	III	III
6 a 9	II	II	III
≥10	I	II	III

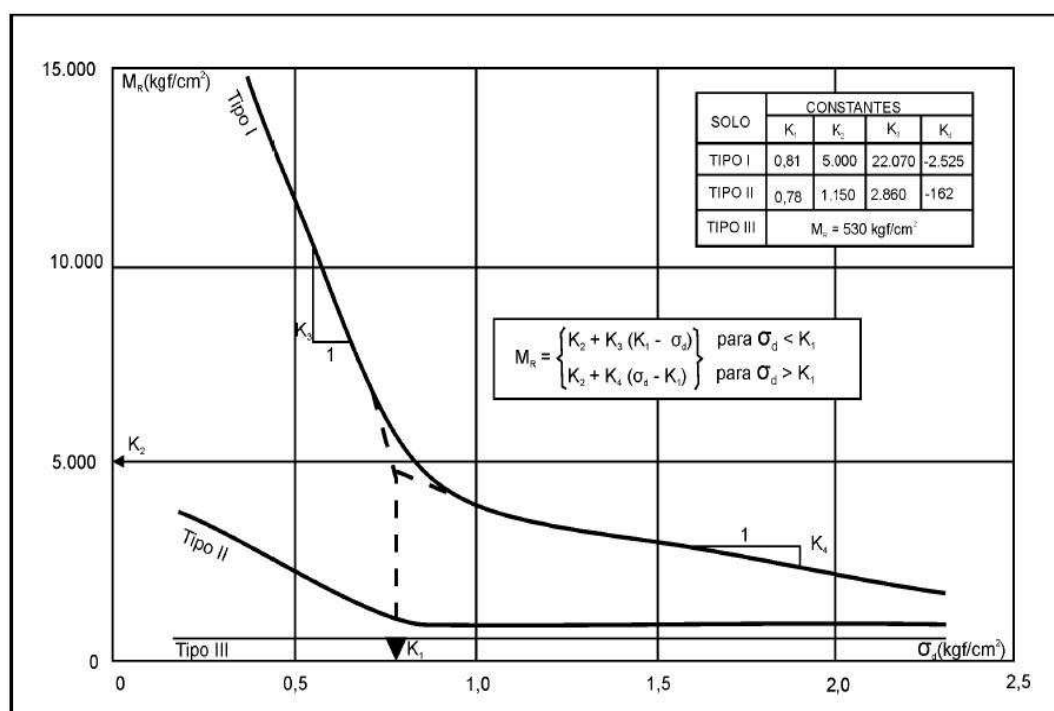


Figura 2.5 – Classificação resiliente de solos finos coesivos segundo o DNIT (DNIT, 2006).

### 2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas são compostas por agregados minerais e ligante betuminoso, e têm suas propriedades afetadas tanto pelas características individuais destes componentes, como pela combinação destes. São geralmente considerados como homogêneos, isotrópicos, viscoelásticos e termossensíveis.

O comportamento viscoelástico provém das propriedades do ligante betuminoso e varia consideravelmente com a frequência de aplicação do carregamento e a temperatura. Para frequências elevadas, o comportamento é praticamente elástico-linear. Para baixas frequências, o comportamento se aproxima do fluido viscoso. Em temperaturas mais baixas, o concreto asfáltico torna-se mais rígido e o comportamento mecânico é mais próximo do modelo elástico. Com o aumento da temperatura, a consistência diminui e o comportamento se aproxima mais do viscoso.

Um material elástico-linear é definido por dois parâmetros: o módulo de elasticidade  $E$  e o coeficiente de Poisson  $\mu$ . A principal propriedade desses materiais é a reversibilidade: A aplicação do carregamento provoca uma resposta do material, ou seja, uma deformação. Imediatamente após cessado o carregamento, o material recupera sua configuração inicial. O comportamento se caracteriza por um diagrama tensão x deformação único e linear, que não depende do modo de carregamento (frequência, amplitude da carga, etc).

Já o comportamento viscoso se caracteriza por uma defasagem temporal entre a aplicação do carregamento e a deformação (resposta) do material ao mesmo. O material é dito viscoelástico se esta resposta desaparece totalmente após um certo tempo depois que o carregamento é removido.

O comportamento viscoelástico linear pode ser caracterizado pelo chamado módulo complexo. O módulo complexo é definido como “a relação entre a tensão senoidal pulsante aplicada ao material  $\sigma = \sigma_0 \sin \omega t$  e a amplitude senoidal da deformação. Devido à característica viscoelástica do material, a deformação apresenta um retardo que se traduz em um ângulo de defasagem  $\phi$  entre os dois sinais:  $\epsilon = \epsilon_0 \sin(\omega t - \phi)$ ” (DE LA ROCHE, 1996). O módulo complexo pode ser representado pela seguinte equação:

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{[\sigma_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)]}{[\varepsilon_0 \cdot \sin(\omega \cdot t - \varphi)]} \quad (2.7)$$

Onde:

$E^*$  – módulo complexo;

$\sigma^*$  et  $\varepsilon^*$  são os valores complexos de tensão e de deformação no tempo  $t$ ;

$\sigma_0$  – amplitude da tensão;

$\varepsilon_0$  – amplitude da deformação;

$\omega$  – pulsação do sinal igual a  $2\pi f$ , sendo  $f$  a frequência da solitação;

$\varphi$  – ângulo de defasagem de retardo da deformação em relação tensão aplicada.

A defasagem  $\varphi$  entre a tensão e a deformação dá uma idéia do caráter viscoso ou elástico do material. Se  $\varphi = 0$ , o material é elástico.

O módulo complexo  $E^*$  pode ser decomposto em sua parte real  $E_1$  e na sua parte imaginária  $E_2$ , de acordo com a seguinte equação (MOMM, 1998):

$$E^* = E_1 + iE_2 \quad (2.8)$$

onde:

$E_1$  – é a parte real, que representa a energia armazenada no material e que pode ser recuperada;

$E_2$  – é a parte imaginária, que representa a energia perdida por atrito interno do material, comportamento viscoso irreversível.

O módulo complexo varia com a temperatura e a frequência, e existem diferentes maneiras de representar os resultados dos ensaios. Tem-se, por exemplo, as curvas isotermas, que consistem em apresentar  $E^*$  em função da frequência de carregamento, para uma dada temperatura. Essas curvas permitem avaliar, para uma determinada temperatura, a suscetibilidade mecânica do material à variações na frequência de carregamento. Já as curvas isócronas apresentam  $E^*$  em função da temperatura, para uma dada frequência de carregamento. Essas curvas permitem avaliar, para uma determinada frequência, a suscetibilidade térmica da mistura. As Figuras 2.6 e 2.7 apresentam exemplos de curvas isotérmicas e isócronas, respectivamente.

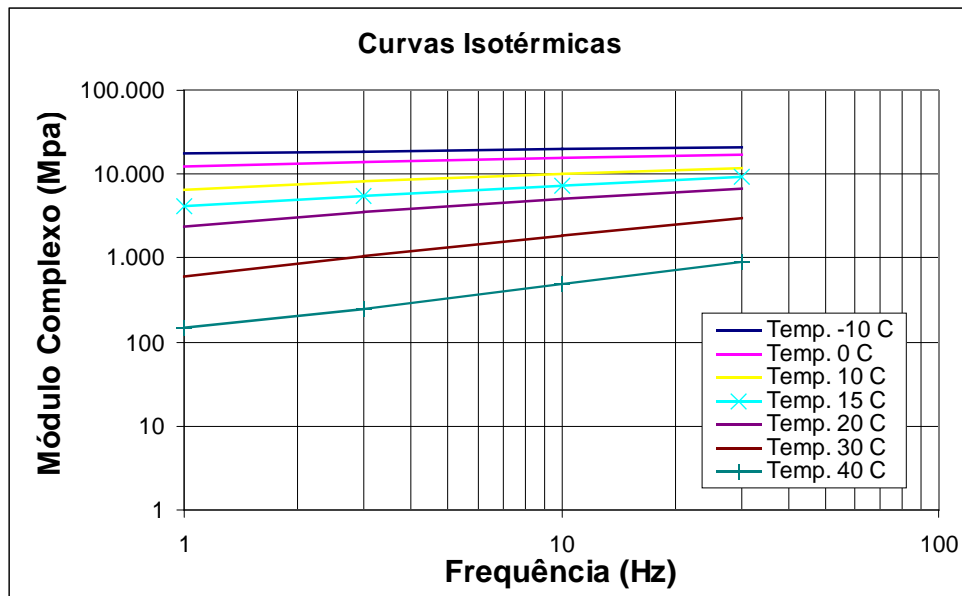


Figura 2.6 – Exemplo de curva isotérmica (adaptado de MOMM, 2005).

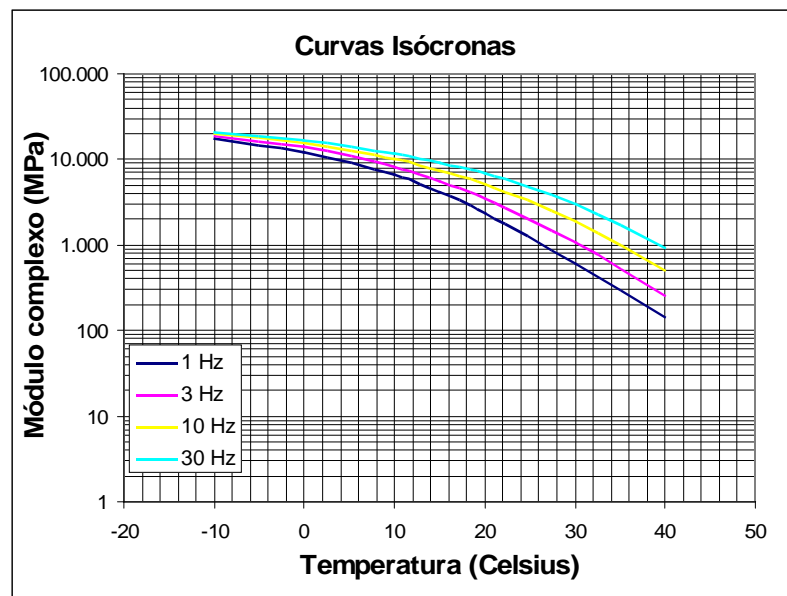


Figura 2.7 – Exemplo de curva isócrona (adaptado de MOMM, 2005).

Partindo das curvas isotérmicas e, com base no princípio de equivalência frequência-temperatura, é possível obter, para uma dada temperatura de referência, uma curva única que apresenta o módulo complexo em função da frequência. Esta é chamada de curva de equivalência frequência-temperatura. Ela é obtida através do traslado horizontal das curvas isotérmicas de modo a obter uma curva contínua na escala logarítmica. Essa curva permite obter valores de módulo complexo em frequências inacessíveis em condições de laboratório.

A Figura 2.8 apresenta um exemplo desse tipo de curva.

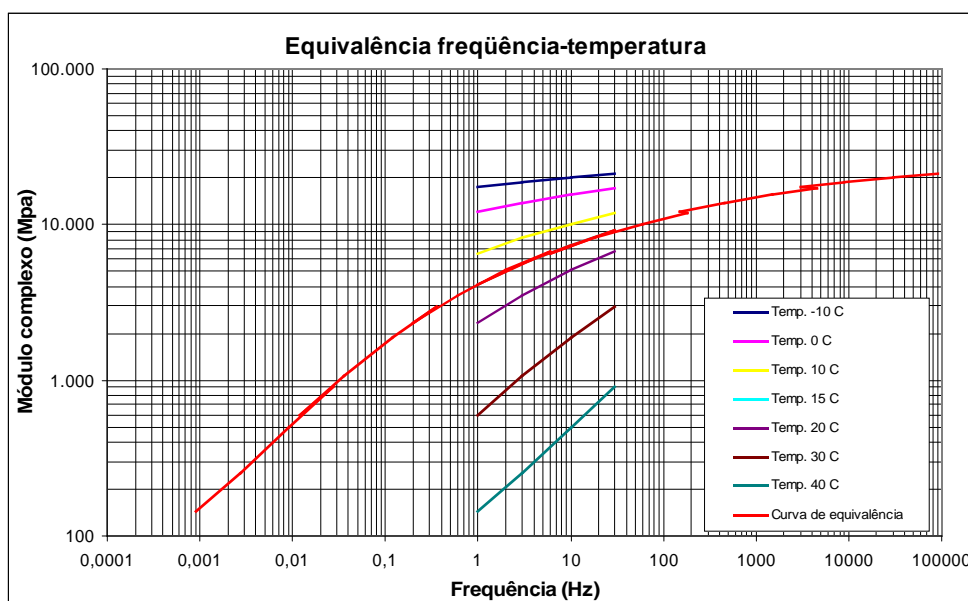


Figura 2.8 – Curva de equivalência frequência-temperatura (adaptado de MOMM, 2005).

### 2.3.1 O fenômeno da fadiga dos revestimentos asfálticos

A repetição das cargas das rodas dos veículos solicita à flexão a camada de revestimento asfáltico. Esse esforço de flexão causa deformações de tração na base do revestimento asfáltico. A repetição dessas deformações provoca micro-fissuras, que começam na base do revestimento asfáltico e se propagam para cima, até atingir a superfície. Essas fissuras se interligam, dando origem a trincas que eventualmente levam à ruína do revestimento asfáltico.

A determinação da vida de fadiga das misturas asfálticas é feita a partir de ensaios de laboratório ou de campo e a resistência à fadiga do material é geralmente caracterizada por uma curva representando a vida útil – expressa em números de ciclos de carregamento ( $N$ ) – em função da deformação de tração ( $\epsilon_t$ ) ou da tensão de tração ( $\sigma_t$ ) necessária para levar o material à ruptura. Determina-se, para uma dada temperatura de referência, o número de ciclos necessários para levar os corpos-de-prova à ruptura ou à uma redução percentual da rigidez inicial, para diferentes valores de  $\epsilon_t$  ou  $\sigma_t$ . Esses resultados são então plotados em gráficos, geralmente na escala log-log, e determina-se a curva que melhor se ajusta aos dados obtidos em laboratório. A Figura 2.9 apresenta um exemplo de curva de fadiga determinada a partir de dados de laboratório.

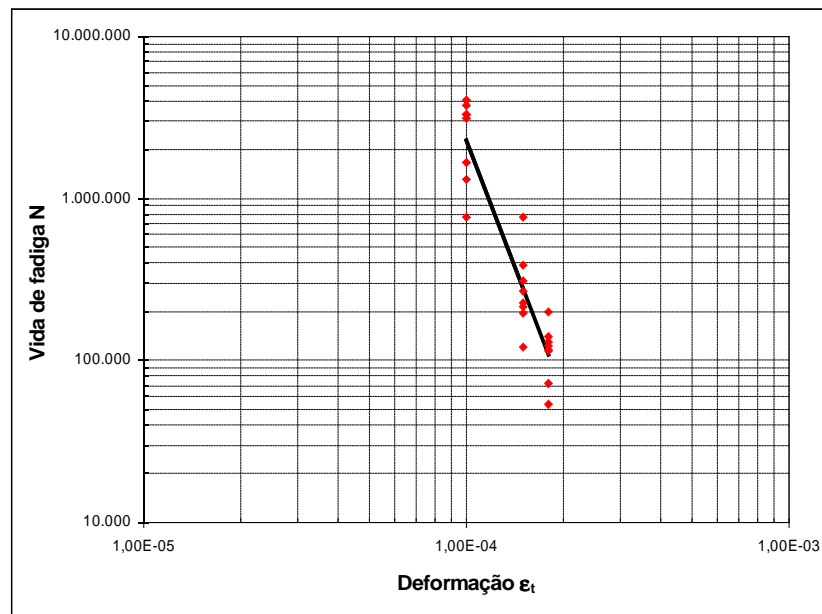


Figura 2.9 – Exemplo de curva de fadiga determinada em laboratório ( adaptado de MOMM, 2005).

Geralmente, a resistência a fadiga de uma mistura asfáltica é representada por equações como as seguintes:

$$N = K \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^n \quad (2.9)$$

$$N = K_1 \cdot \left( \frac{1}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad 2.10)$$

Onde:

N – número de ciclos necessários para levar o corpo-de-prova à ruptura por fadiga;

$\varepsilon_t$  – deformação específica inicial de tração atuante no corpo-de-prova;

$\sigma_t$  – tensão de tração atuante no corpo-de-prova;

K, n,  $K_1$ ,  $n_1$  – parâmetros obtidos experimentalmente, a partir dos resultados dos ensaios.

São inúmeros os fatores que afetam a vida de fadiga de uma mistura asfáltica. PINTO e MOTTA (1995) relacionam os fatores que mais afetam a vida de fadiga das misturas, destacando a temperatura como o principal, da seguinte forma:

- Fatores de carga: magnitude do carregamento, tipo do carregamento (tensão ou deformação controlada), frequência, duração e intervalo de tempo entre carregamentos e outros;
- Fatores da mistura: tipo, forma e textura do agregado, penetração do asfalto, teor do asfalto, relação filer-betume, temperatura de mistura, vazios; e,
- Fatores ambientais: temperatura e umidade.

O fenômeno da fadiga dos concretos asfálticos é complexo e um estudo mais aprofundado foge do escopo deste trabalho. Para maiores informações, ver MOMM (1998), PINTO (1991) e DE LA ROCHE (1996).

### **2.3.2 Ensaios utilizados para a caracterização do comportamento mecânico das misturas asfálticas**

De acordo com MOMM (1998), os ensaios de laboratório para caracterização do comportamento mecânico das misturas asfálticas dividem-se em três tipos:

1. Ensaios de flexão ;
2. Ensaios de tração;
3. Ensaios de cisalhamento.

Nos ensaios de flexão, os corpos-de-prova são submetidos a esforços de flexão alternada, sofrendo deformações de tração e compressão. Nos ensaios de tração, os corpos-de-prova são submetidos exclusivamente a tensões e deformações de tração, enquanto que os ensaios de cisalhamento visam os esforços de cisalhamento dentro das camadas do pavimento.

MOMM (1998) cita que “os ensaios mais populares de caracterização dos concretos asfálticos sobre corpos de prova são os ensaios de flexão alternada simples de dois apoios (viga) e de console de dois pontos (trapezoidal) e o ensaio de compressão diametral (tração indireta). Os ensaios de flexão alternada permitem a reversão da solicitação tração-compressão, ambos possibilitam o controle da tensão ou da deformação. O teste de fadiga em compressão diametral tem a vantagem da simplicidade de preparação dos corpos de prova, enquanto que os corpos de prova em viga ou trapezoidais são obtidos por serragem, o que demanda tempo e máquinas especiais. O teste de fadiga em compressão diametral apresenta as desvantagens, em relação ao teste de flexão alternada, de impossibilitar a variação da relação tensão vertical e horizontal, o ensaio com deformação controlada e reversão da tensão tração-compressão.”



### 2.3.2.1 O ensaio de compressão diametral

O ensaio de compressão diametral é utilizado na determinação da resistência à tração, o módulo resiliente e a resistência à fadiga das misturas asfálticas. Como relatam MEDINA & MOTTA (2005), o ensaio foi desenvolvido pelo professor Fernando Luiz Lobo Carneiro para a determinação da resistência à tração de corpos-de-prova cilíndricos de concreto de cimento Portland. É conhecido em vários centros de pesquisa no exterior como “ensaio brasileiro”. Ainda de acordo com MEDINA & MOTTA (2005), atribui-se a Schmidt, da CHEVRON, Califórnia, a aplicação deste ensaio sob carregamento dinâmico a misturas asfálticas.

A determinação da resistência à tração estática do concreto asfáltico é normatizada no método de ensaio DNER-ME 138/94. No método, o corpo-de-prova é ensaiado à temperatura de 25°C. Faz-se a aplicação progressiva da carga, com velocidade de deformação de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s, até que se dê a ruptura, caracterizada pela separação das duas metades do corpo de prova, segundo o plano diametral vertical. Com os resultados obtidos do ensaio, calcula-se a resistência à tração indireta pela seguinte expressão:

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot F}{(\pi \cdot DH)} \quad (2.11)$$

Onde:

$\sigma_t$  – resistência à tração, MPa;

F – carga de ruptura, kN;

D – diâmetro do corpo-de-prova, em m;

H – altura do corpo de prova, em m.

O ensaio de compressão diametral permite a determinação do módulo de resiliência da mistura asfáltica. O ensaio para determinação do módulo de resiliência da mistura asfáltica está normatizado no método de ensaio DNER-ME 133/94. No ensaio, aplica-se uma carga vertical repetida (F) diametralmente no corpo-de-prova, de modo a se obter uma tensão ( $\sigma_t$ ) menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático. A frequência de aplicação da carga é de 60 ciclos por minuto, com duração de 0,10 segundo e 0,9s de repouso.

O módulo de resiliência é calculado através da seguinte expressão:

$$M_R = \frac{F}{(\Delta \cdot H)} \cdot (0,9976 \cdot \mu + 0,2692) \quad (2.12)$$

Onde:

MR – módulo de resiliência, em kgf//cm<sup>2</sup>;

F – carga vertical aplicada diametralmente no corpo-de-prova, em kgf;

$\Delta$  – deformação resiliente do corpo de prova causada pela carga F, em cm;

H – altura do corpo-de-prova, em cm;

$\mu$  – coeficiente de Poisson.

O método recomenda o valor 0,30 para o coeficiente de Poisson. Adota-se como valor modular a média dos valores obtidos para as 300, 400 e 500 aplicações da carga F. O método também recomenda que a temperatura de ensaio seja de  $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ .

De acordo com BERNUCCI et al. (2007), está em fase de elaboração uma proposição de especificação ABNT do ensaio de módulo de resiliência, com base na norma do DNIT. A norma norte-americana correspondente na ASTM também se encontra em processo de revisão. Uma das principais diferenças em relação à metodologia atual diz respeito ao coeficiente de Poisson, que não será mais atribuído, mas sim calculado com base nos resultados de medidas de deslocamento horizontal e vertical do corpo de prova durante o ensaio. Outra mudança diz respeito ao pulso de carga aplicado, que terá o formato adequado para melhor simular o carregamento proveniente da passagem dos pneus dos veículos (*Haversine function*). Ainda, na norma norte-americana em revisão, estuda-se utilizar uma metodologia particular para o cálculo dos deslocamentos instantâneos e deslocamentos totais, subdividindo o pulso de deslocamento (que apresenta, devido ao comportamento viscoelástico do concreto asfáltico, uma defasagem em relação ao pulso de carga) em diferentes partes. Por meio da análise do gráfico de deslocamento, determinam-se o deslocamento imediato e total do corpo de prova. Calcula-se um módulo de resiliência do material com base no deslocamento instantâneo e outro com base no deslocamento total. Quanto mais próximos estes dois valores, mais rápida a recuperação elástica do material.

### 2.3.2.2 Ensaio de flexão em vigas

De acordo com LOUREIRO (2003), este ensaio é o mais usado nos Estados Unidos e caracteriza-se por um equipamento composto por um LVDT localizado no centro de uma amostra prismática de 30,48 cm de comprimento, 7,62 cm de altura e 7,62 cm de espessura e um sistema de aplicação de carga servo-hidráulico ou servo-pneumático que aplica uma carga senoidal que varia de 1 a 25 Hz de frequência, a uma temperatura de 30°C. O ensaio consiste na aplicação de uma carga vertical nos dois terços médios da viga através de duas garras presas por duas hastes e geralmente com 10,16 cm de distância entre si. A leitura dos valores de deformação de compressão e de tração é feita através de transdutores do tipo *strain gages* colocados nas faces inferior e superior da amostra enquanto que a leitura de deflexão pode ser feita através de um LVDT acoplado no centro médio superior do corpo de prova.



Figura 2.10 – Ensaio de fadiga realizado em viga à flexão alternada ([www.controls.it](http://www.controls.it)).

### 2.3.2.3 Ensaio de flexão em amostras trapezoidais

Este ensaio foi desenvolvido na França e caracteriza-se pela utilização de corpos-de-prova trapezoidais, engastados na base maior e com a aplicação de uma força na menor extremidade do corpo de prova através de um sistema eletromagnético capaz de gerar uma deformação

elástica constante. O ensaio é utilizado para a determinação do módulo complexo  $E^*$  e a vida de fadiga do material.

O ensaio é normatizado na norma francesa AFNOR - NF P 98-261-1 (1993), que define o teste de corpos de prova trapezoidais em flexão alternada à flecha constante. Indica-se uma frequência de aplicação de carga de 25 Hz e um corpo de prova trapezoidal com dimensões 56 mm na base maior, 25 mm na base menor, 250 mm de altura e 25 mm de espessura. O critério de ruptura convencional é definido quando a força inicial é reduzida pela metade.

Os resultados do teste são (MOMM, 1998):

- a deformação correspondente a um milhão de aplicação da carga,  $\epsilon_6$ ;
- o intervalo de variação da deformação a 95%,  $\Delta\epsilon_6$ ;
- a inclinação da reta de fadiga;
- o desvio padrão estimado dos resíduos; e,
- a representação da reta de fadiga, equação de fadiga.

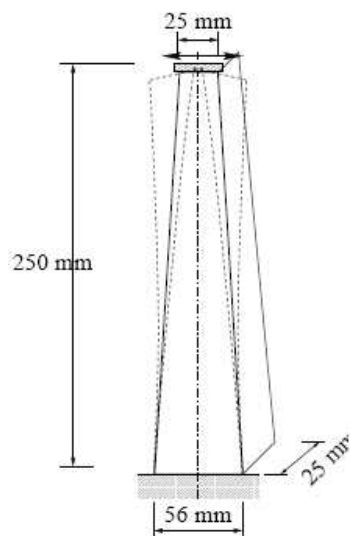


Figura 2.11 – Ensaio de flexão em amostras trapezoidais (BODIN, 2002).

## 2.4 MÉTODOS MECANÍSTICO-EMPÍRICOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Um método de dimensionamento mecanístico-empírico procura projetar um pavimento considerando o estado de tensões e deformações atuantes, compatibilizando-os com as

admissíveis ou resilientes, para um período de projeto e condição de serventia. Com esse tipo de análise, tem-se um panorama completo do funcionamento da estrutura, o que permite ao projetista avaliar o comportamento mecânico dos materiais e sua adequabilidade, bem como dimensionar as espessuras das camadas de maneira a se obter um conjunto econômico e que atenda às solicitações de tráfego previstas. Geralmente, consiste em duas fases:

- Fase 1: Determinação das tensões, deformações e deslocamentos atuantes sobre uma estrutura de pavimento sob a ação de um determinado tipo de carregamento;
- Fase 2: Determinação dos efeitos dessas solicitações no processo de degradação e ruína da estrutura de pavimento.

A Figura 2.12 apresenta a seqüência geralmente adotada no dimensionamento mecânico-empírico de uma estrutura de pavimento (PERRET, 2003).

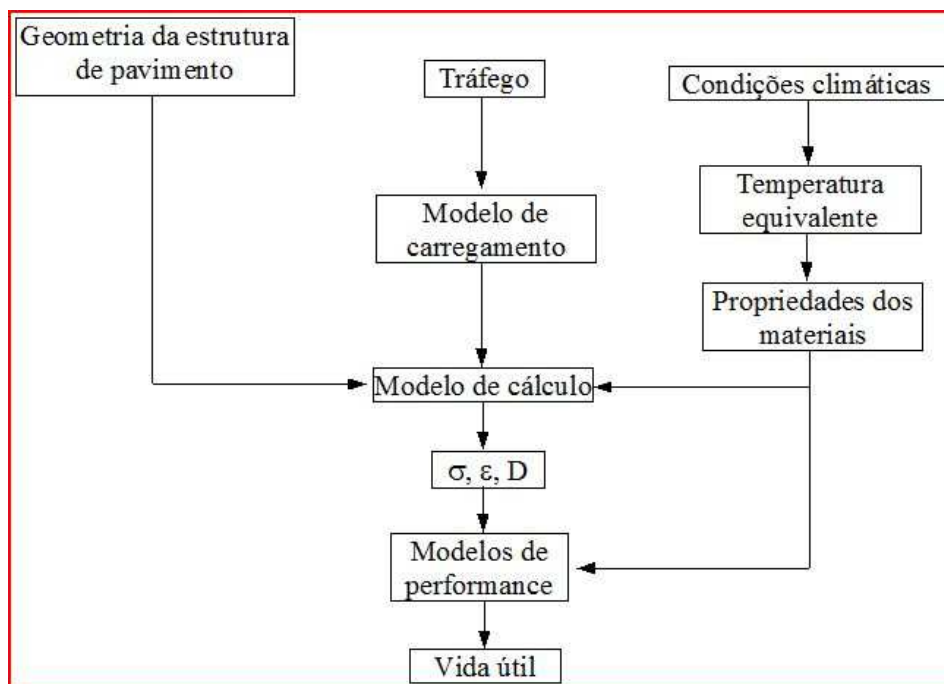


Figura 2.12 – Método mecânico-empírico de dimensionamento de pavimentos (COST\_333 1999).

Inicialmente, determina-se uma configuração da geometria da estrutura de pavimento – composição e espessura das camadas constituintes. O estudo de tráfego é fundamental para a definição das cargas que irão atuar sobre o pavimento durante a vida útil de projeto. As condições climáticas também desempenham papel importante no dimensionamento. Em

períodos chuvosos, o processo de deterioração é mais acentuado. Em países frios, os ciclos de gelo e degelo reduzem a capacidade estrutural. Temperaturas elevadas colaboram para a formação de trilhas de roda no concreto asfáltico, enquanto que temperaturas muito baixas tornam-o mais frágil.

Os programas computacionais utilizados permitem determinar as respostas de um pavimento, em termos de tensões, deformações e deslocamentos, sob o efeito do carregamento do tráfego. Diversos dos programas computacionais baseiam-se na solução de Burmister para a resolução de problemas de elasticidade linear de meios estratificados. Mas existem programas mais complexos, como os baseados no método dos elementos finitos, que permitem considerar modelos de comportamento não-linear dos materiais, como é o caso do comportamento resiliente e o viscoelástico.

Os modelos de performance objetivam avaliar qual a deterioração do pavimento asfáltico em razão das solicitações impostas pelo tráfego. São geralmente obtidos da combinação de ensaios laboratoriais com observações reais de campo. Eles permitem estimar qual o número de ciclos de carregamento que uma estrutura de pavimento é capaz de suportar até atingir um estado de degradação considerado inaceitável. Os modelos de performance geralmente usados em uma análise mecânico-empírica são de dois tipos:

1. Fissuração por fadiga das misturas asfálticas; e,
2. Deformação permanente das camadas do pavimento (afundamento de trilha de roda).

#### **2.4.1 Critério de fadiga das camadas betuminosas**

As solicitações do tráfego provocam deformações de tração na camada betuminosa. A repetição de tais deformações provoca a fadiga do revestimento asfáltico, que se traduz pela aparição de fissuras na base do revestimento. Essas fissuras se propagam até a superfície da camada e se interligam, levando-a à ruína.

O comportamento a fadiga das misturas asfálticas é, em geral, determinado em ensaios de laboratório, através do estabelecimento de curvas de fadiga. Para a transição entre os resultados de laboratório e o comportamento do material em campo, são aplicados fatores de correção *campo x laboratório*. Com base no número de ciclos de carregamento esperados para

a rodovia durante a sua vida de projeto, é estabelecida uma deformação máxima admissível de tração  $\varepsilon_{adm}$  na base da camada asfáltica. Se a deformação calculada  $\varepsilon_i$  for superior a esse limite, procede-se ao redimensionamento da estrutura.

#### 2.4.2 Deformação permanente

As solicitações do tráfego provocam dois tipos de deformações em uma estrutura de pavimento: reversíveis, que são eliminadas imediatamente após finalizado o carregamento; e deformações permanentes, que se manifestam pela formação de afundamentos de trilhas de roda no pavimento. Essas, por sua vez, levam a problemas de hidroplanagem para os veículos, reduzindo a segurança em períodos de chuva. A irregularidade da superfície também afeta a performance dos veículos como um todo, com reflexo nos custos operacionais dos mesmos. Conforme BEZERRA (2004), na análise da deformação permanente dos pavimentos, tem-se geralmente concentrado em dois pontos:

- Limitar a deformação vertical de compressão (ou tensão vertical de compressão) atuante no topo do subleito, considerada a camada de menor resistência ao cisalhamento e às deformações plásticas, embora todas as camadas estejam sujeitas a este tipo de defeito; e,
- Limitar a deformação total resultante do somatório das deformações individuais de todas as camadas integrantes do pavimento.

O modelo mais utilizado para quantificar o comportamento à deformação permanente dos solos é expresso pela seguinte equação (MONISMITH et al, 1975):

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \quad (2.13)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  – deformação vertical de compressão permanente;

N – Número de repetições de carga; e,

A e B – Constantes determinadas em laboratório.

De acordo com PERRET (2003), no caso das camadas asfálticas, existem diferentes abordagens para a avaliação da deformação permanente. Na França, por exemplo, a análise se faz a partir de ensaios de laboratório, conforme descrito na norma AFNOR NF-P98-253-1.

Trata-se de uma avaliação qualitativa da sensibilidade de uma mistura asfáltica à formação de trilhas de roda. O ensaio visa determinar se uma mistura vai apresentar comportamento adequado ou não, mas não permite estimar ou prever a evolução da deformação com o tempo ou com o número de ciclos de carregamento. Modelos de previsão de desempenho determinados em laboratório ou em campo são geralmente válidos apenas nas condições em que os ensaios foram conduzidos e dificilmente podem ser generalizados. Um método bastante conhecido de estimação da profundidade de trilha de roda em revestimentos asfálticos foi proposto por FRANCKEN (1977) apud PERRET (2003) e é expresso pelas seguintes equações:

$$\varepsilon_p = A \cdot N^{\frac{1}{4}} \quad (2.14)$$

$$A = \left[ \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{(2 \cdot E_p)} \right] \cdot \left[ \frac{1}{(450 \cdot V)} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.15)$$

Onde:

$E_p$  – módulo de deformação permanente do material, função da temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ ) e da velocidade dos veículos (km/h);

$\sigma_h$  e  $\sigma_v$  – tensões principais de compressão horizontal e vertical, causadas pelo carregamento.

$N$  – número de ciclos de carregamento.

A deformação total permanente corresponde ao acúmulo das deformações individuais de cada camada, e pode ser expressa pela seguinte fórmula (BEZERRA, 2004):

$$\delta_{perm} = \sum_i^n \varepsilon_{pi} \cdot h_i \quad (2.16)$$

Onde:

$\delta_{perm}$  – profundidade total do afundamento de trilha de roda;

$\varepsilon_{pi}$  – deformação permanente da camada  $i$ , calculada a partir de modelos determinados em laboratório e/ou calibrados em campo;

$h_i$  – espessura da camada  $i$ ;

$n$  – número total de camadas constituintes do pavimento.



### **2.4.3 Probabilidade aplicada ao dimensionamento – o Método dos Pontos de Estimativa**

No dimensionamento de estruturas de engenharia, devido à variabilidade das propriedades físicas dos materiais empregados, torna-se necessária a utilização de recursos que objetivam diminuir o risco e aumentar a probabilidade de sucesso das mesmas. No dimensionamento de estruturas de concreto e aço, por exemplo, para compensar a variabilidade das propriedades físicas dos materiais e as incertezas quanto às solicitações, são empregados fatores de segurança que visam minorar a resistência dos materiais e maximizar as cargas solicitantes.

No dimensionamento de uma estrutura de pavimento não deveria ser diferente. Nos métodos empíricos baseados no CBR do subleito, assume-se uma distribuição normal de probabilidade para os valores de CBR obtidos de amostras coletadas e ensaiadas no laboratório. Em, geral, adota-se um CBR de projeto igual a média dos valores observados menos um desvio padrão. Desta forma, garante-se uma probabilidade de apenas 15% de ocorrerem valores menores em campo. Entretanto, uma estrutura de pavimento não apresenta uma ruptura brusca, como é o caso de outras estruturas da engenharia. Tem-se uma deterioração progressiva e a ruptura é atingida quando satisfeito um critério pré-estabelecido (por exemplo, área total de trincamento ou profundidade das trilhas de roda).

Em um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos, é possível a adoção de critérios mais racionais de dimensionamento que permitam quantificar a variabilidade dos parâmetros de análise por meio de procedimentos probabilísticos. Supondo uma distribuição normal de probabilidade, se forem conhecidos os valores médios e o desvio padrão das variáveis independentes, é possível estimar os parâmetros estatísticos das variáveis dependentes e, dessa, forma, determinar qual o grau de confiabilidade de uma estrutura dimensionada.

Um dos métodos mais conhecidos para tanto é o Método dos Pontos de Estimativa, proposto por Rosenblueth (1975) e implementado por MOTTA (1991) no método de dimensionamento resiliente da COPPE/UFRJ, desenvolvido pela autora em sua tese de doutorado. De acordo com MAIA (2003), no método a distribuição de uma variável aleatória  $X_i$  é concentrada em dois pontos particulares localizados por:

$$X_{i+} = \bar{X}_i + \sigma_i \quad (2.17)$$

$$X_{i-} = \bar{X}_i - \sigma_i \quad (2.18)$$

Onde:

$\bar{X}_i$  – Valor médio da distribuição da variável  $X_i$ ;

$\sigma_i$  – Desvio padrão da distribuição da variável  $X_i$ .

A probabilidade associada para estes pontos são  $P_+$  e  $P_-$ , as quais são funções da não-simetria da distribuição. No caso de  $n$  variáveis correlacionadas (variáveis aleatórias do problema em estudo), o método de Rosenblueth necessita de  $2^n$  valores estimados para cada combinação dos pontos particulares  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$ , conforme Figura 2.13. Após a realização da combinação dos pontos particulares ( $X_{i+}$  e  $X_{i-}$ ), inicia-se o procedimento probabilístico por meio de cálculos determinísticos, para este grupo de  $2^n$  valores. Assim, para cada nova fase do processo probabilístico, os cálculos determinísticos são alimentados por um grupo de novos valores, ou seja, novos dados de entrada são utilizados no próximo cálculo.

		Número de Variáveis Aleatórias					
		1	2	3	4	...	n
Número de Termos	2 <sup>1</sup>	1	-	-	-		
		2	+	-	-		
	2 <sup>2</sup>	3	-	+	-		
		4	+	+	-		
	2 <sup>3</sup>	5	-	-	+		
		6	+	-	+		
		7	-	+	+		
		8	+	+	+		
	2 <sup>4</sup>	9	-	-	-	+	
		10	+	-	-	+	
		11	-	+	-	+	
		12	+	+	-	+	
		13	-	-	+	+	
		14	+	-	+	+	
		15	-	+	+	+	
		16	+	+	+	+	
.							
.							
.							
2 <sup>n</sup>							

Figura 2.13 – Combinação  $2^n$  dos pontos particulares  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$  (MAIA, 2003).

A confiabilidade pode ser definida como a probabilidade de uma estrutura de pavimento de desempenhar satisfatoriamente sua função, dentro do período de projeto. De acordo com

MEDINA & MOTTA (2005), o nível de confiabilidade depende de fatores como a classe da rodovia, da experiência do projetista e do custo inicial de construção. A Tabela 2.2 apresenta os níveis de confiabilidade recomendados pelo guia da AASHTO (1986), de acordo com a classe e localização da rodovia. Em um dimensionamento dito probabilístico, é necessário que o projetista determine o grau de confiabilidade desejado para o seu dimensionamento.

Tabela 2.2 – Grau de confiabilidade recomendado pela AASHTO(AASHTO, 1986).

<b>Classe Funcional</b>	<b>Zona Urbana</b>	<b>Zona Rural</b>
Interestadual	85 a 99,9%	80 a 99,9%
Artéria Principal	80 a 99%	75 a 95%
Coletiva	80 a 95%	75 a 95%
Vicinal	50 a 80%	50 a 80%

#### 2.4.4 O programa KENLAYER

O programa Kenlayer foi desenvolvido por HUANG (1993). Embora muitos considerem erroneamente o programa como sendo baseado no método dos elementos finitos, trata-se na verdade de um programa baseado na solução de Burmister para a resolução de problemas de elasticidade linear de meios estratificados, com a capacidade de realizar a análise de elementos com comportamento não-linear e viscoelástico.

O programa permite a análise de estruturas com até 19 camadas, sendo que estas podem ser elástico-lineares, não-lineares ou viscoelásticas. No caso de estruturas elástico-lineares, o pavimento é definido pela espessura das camadas, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. No caso de camadas não-lineares, o usuário deve também definir os seguintes parâmetros:

- Massa específica de cada camada;
- Coeficiente de empuxo no repouso; e,
- Modelos de comportamento resiliente dos diferentes materiais.

Os dois primeiros são necessários para o cálculo das chamadas tensões gravitacionais, ou seja, originadas pelo próprio peso da estrutura. O próprio programa fornece os valores indicados (usuais para a maioria das estruturas), que podem ser alterados pelo usuário. Quanto aos

parâmetros de resiliência, o programa trabalha com dois modelos: o modelo bi-linear para solos coesivos e o modelo baseado no invariante de tensões  $\theta$  para os solos granulares.

A consideração da não-linearidade é feita de maneira engenhosa: o programa solicita ao usuário um valor modular inicial a ser adotado para cada camada não-linear. O programa também solicita a definição das coordenadas XYZ do ponto a ser utilizado para a determinação do valor modular médio. No caso do eixo simples de roda dupla, por exemplo, indica-se que o módulo das camadas granulares seja calculado na distância média entre as duas rodas e no meio da camada. No caso do subleito, indica-se o cálculo do módulo na distância média entre as duas rodas e cerca de uma polegada (2,5cm) abaixo do topo da camada. O programa realiza então a seguinte rotina: calcula as tensões, deformações e deslocamentos atuantes nos pontos de análise definidos. Então calcula o valor do invariante de tensões e da tensão-desvio, determina o valor modular médio das camadas não-lineares e compara esses valores com os módulos iniciais. Caso não sejam compatíveis, o programa utiliza os novos módulos e faz novos cálculos, determina os novos módulos e repete a rotina até que se obtenha a convergência dos valores, de acordo com uma precisão previamente estabelecida.

Quanto ao carregamento, o programa permite que se escolha entre quatro tipos de eixos: eixo simples de roda simples, eixo simples de roda dupla, eixo tandem e eixo triplo. Deve-se definir a distância entre eixos, a distância entre os centros das rodas no eixo, raio do pneu e a pressão de contato dos mesmos.

O programa utiliza um sistema de coordenadas cartesiano para a definição dos pontos de análise e de aplicação de carregamento. Considera um sistema de coordenadas XY na superfície, sendo X perpendicular aos eixos e Y perpendicular às rodas. Portanto, no caso de eixo simples de roda dupla, tem-se as seguintes coordenadas para as rodas: X:Y=0:0 e X:Y=0:32. Z é a profundidade e crescente na direção do subleito. Pode-se analisar até 25 coordenadas XY e 19 profundidades Z, totalizando 475 pontos. Ao final do processamento, o programa fornece as tensões, deformações e deslocamentos em cada ponto de análise, assim como os valores modulares médios das camadas não-lineares.

Outra propriedade interessante do programa é a consideração do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para os materiais granulares. Sabe-se que materiais dessa natureza não suportam

esforços de tração. Infelizmente, quando utilizados como base ou sub-base sobre subleitos deformáveis, os programas computacionais consideram que as camadas de materiais granulares ficam submetidas a esforços de flexão, com o surgimento de tensões de compressão na parte superior da camada e esforços de tração na parte inferior. No entanto, esses materiais podem suportar uma certa magnitude de tração caso esta seja menor que a pré-compressão causada por tensões geostáticas ou outras tensões *in situ*. O módulo resiliente não depende apenas das tensões geradas pelo carregamento, mas também das tensões de pré-compressão (tensões residuais geradas pela compactação do material). É evidente que a tensão horizontal final não pode ser negativa, pois nesse caso a tensão real seria igual a zero, as partículas se separariam e parte da camada não teria utilidade alguma.

Como é difícil a determinação das tensões de pré-compressão, é razoável que se faça ajuste das tensões calculadas, de maneira que estas sejam compatíveis com as características tecnológicas do material. Este ajuste é feito apenas para o cálculo do valor modular, sendo que não são feitas alterações no estado de tensões atuante na estrutura.

O ajuste é feito através do uso do critério de Mohr-Coulomb, conforme exemplifica a Figura 2.14. As tensões horizontal e vertical atuantes em determinado ponto devem se localizar abaixo da envoltória de ruptura. Caso tenha-se apenas a tensão vertical, pode-se calcular a tensão horizontal com o auxílio da equação apresentada na Figura. O programa solicita ao usuário que forneça o ângulo de atrito interno  $\phi$  do material granular, que é utilizado na determinação da tensão horizontal de compressão. Pode-se ver na Figura que o valor da tensão horizontal pode variar de 0 (valor mínimo) até a tensão vertical (valor máximo). Quanto menor o valor de  $\phi$ , maior a tensão horizontal e maior o módulo. Adotando-se  $\phi$  igual a 0 ou 90° – que são ângulos que na prática não existem – o programa simplesmente considera que a estrutura não pode suportar esforços de tração, que são considerados iguais a zero. Nesse caso, o cálculo do invariante de tensões é feito com as tensões de compressão geradas pelo carregamento.

Adotando-se para  $\phi$  um valor entre 0 e 90°, o programa calcula a tensão horizontal de compressão causada pela tensão vertical, e passa dessa forma a suportar tensões de tração geradas pelo carregamento. Caso a tração seja superior a resistência do material, ela é igualada a zero, visto que a camada granular não pode trabalhar tracionada e o cálculo do invariante de

tensões é feito apenas com a tensão vertical de compressão.

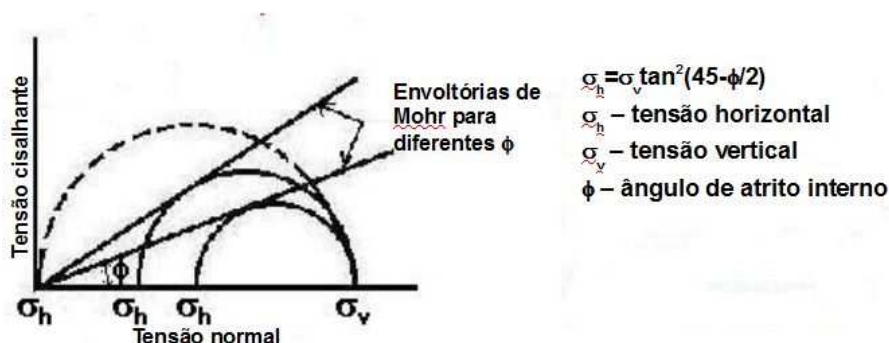


Figura 2.14 – Ajuste de tensões pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

## 2.5 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS

### 2.5.1 Medição de deflexão

Os levantamentos deflectométricos têm por objetivo auxiliar na análise do comportamento dos pavimentos por meio da avaliação de sua condição estrutural, sendo a deflexão da superfície uma das respostas do pavimento quando sujeito a aplicação de cargas temporárias.

Durante a fase inicial do uso das deflexões como parâmetro para a avaliação da vida útil de um pavimento, procurou-se associar a magnitude da deflexão máxima com a vida de um pavimento, geralmente expressa em número de repetições permitidas e expressa por meio de um critério empírico de falha/ruptura.

Posteriormente, pesquisas realizadas concluíram que a deflexão máxima era insuficiente para caracterizar a condição estrutural dos pavimentos, ficando evidente que uma única relação entre a vida do pavimento e a deflexão máxima não seria válida para todos os tipos de revestimentos flexíveis. Os estudos realizados demonstraram que o processo de deterioração dos pavimentos não dependia somente da deflexão máxima, mas também de como ocorria a distribuição das tensões na estrutura da rodovia. Sendo assim, foram desenvolvidos e incorporados outros parâmetros na avaliação do comportamento estrutural do pavimento: o raio de curvatura e a bacia de deflexão.

O Raio de curvatura ( $R_c$ ) surgiu como elemento complementar nas análises dos levantamentos com a viga Benkelman para indicar a capacidade do pavimento em distribuir as tensões das cargas do tráfego. Trata-se de um importante parâmetro de análise, pois diferentes estruturas de pavimento podem apresentar a mesma deflexão máxima e possuírem condições estruturais bem distintas. A forma da bacia indica a aptidão da estrutura em receber e distribuir as tensões para as camadas subjacentes.

Entre os diversos métodos existentes para a determinação do Raio de Curvatura, o mais utilizado é o método da parábola do segundo grau adotado pelo DNER-ME 61/79 e que é dado pela seguinte equação:

$$R_c = \frac{3125}{(D_0 - D_{25})} \quad (2.19)$$

Onde:

$R_c$  = Raio de Curvatura, m

$D_0$  = Deflexão máxima, sob o ponto de aplicação da carga, ( $10^{-2}$ mm)

$D_{25}$  = Deflexão a 25 cm do ponto de aplicação da carga, ( $10^{-2}$ mm)

Valores baixos de raios de curvatura indicam que a estrutura de pavimento apresenta baixa capacidade de distribuição de tensões, ou seja, que a mesma está sujeita a deformações elevadas. Valores de raio de curvatura elevados indicam boa capacidade de distribuição de tensões, o que significa que a estrutura de pavimento está sujeita a deformações reduzidas. De maneira geral, considera-se que raios maiores que 100m (DNIT, 2006a) indicam boa capacidade estrutural, enquanto valores abaixo deste indicam problemas estruturais no pavimento.

Uma bacia de deflexão consiste num conjunto de deflexões medidas a diferentes distâncias do ponto de aplicação da carga, como mostra a Figura 2.15. Como se verá adiante, a bacia de deflexão pode ser utilizada, através de técnicas de retroanálise, para a estimativa dos módulos resilientes médios dos materiais empregados na estrutura do pavimento.

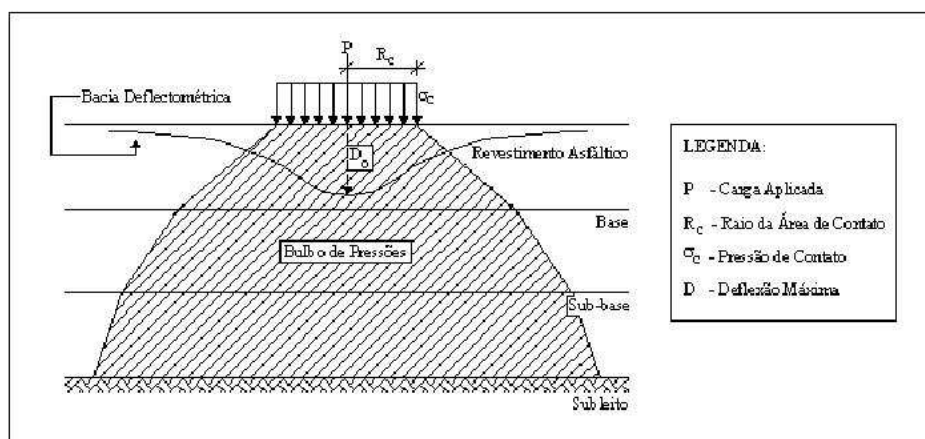


Figura 2.15 – Bacia de deflexão (FABRÍCIO et al, 1988).

O formato das bacias de deflexão é função tanto do carregamento aplicado na superfície como das características geométricas e elásticas das diversas camadas que compõem o pavimento. Como mostra a Figura 2.15, durante o carregamento, a pressão vai se distribuindo na estrutura de pavimento, formando um cone de distribuição. Desse modo, a deflexão no ponto de aplicação da carga depende de todas as camadas do pavimento, enquanto que as deflexões referentes aos pontos intermediários são função das camadas de base, sub-base e subleito. Quanto aos pontos mais afastados da carga, as deflexões dos mesmos correspondem praticamente somente à resposta do subleito ao carregamento imposto.

Existe uma grande variedade de equipamentos para levantamentos deflectométricos. Geralmente, os equipamentos existentes para medida da deflexão são classificados de acordo com o modo de aplicação da carga em:

- Equipamentos estáticos;
- Equipamentos vibratórios;
- Equipamentos por impulso; e,
- Equipamentos por método de propagação de ondas

Os equipamentos estáticos caracterizam-se por medirem as deflexões do pavimento sob uma carga estática ou sob a passagem lenta de uma carga de roda. Enquadram-se nesta categoria a viga Benkelman, o *La Croix deflectometer*, o *California travelling deflectometer*, sendo estes dois muito semelhantes à viga Benkelman, diferindo no processo automatizado de medição e registro de leituras.



A viga Benkelman é composta essencialmente de uma parte fixa e uma viga móvel. A parte fixa é apoiada no pavimento por meio de três pés, sendo um regulável. A viga é acoplada a parte fixa por meio de uma articulação, ficando uma extremidade da viga em contato com o pavimento (ponta de prova). A outra extremidade é dotada de um extensômetro com sensibilidade de centésimo de milímetro. A viga também é equipada com um pequeno vibrador, cuja função é vencer o atrito entre as peças móveis e evitar eventuais inibições do ponteiro do extensômetro. Maiores informações sobre o funcionamento da viga Benkelman podem ser encontradas em DNIT (2006a).

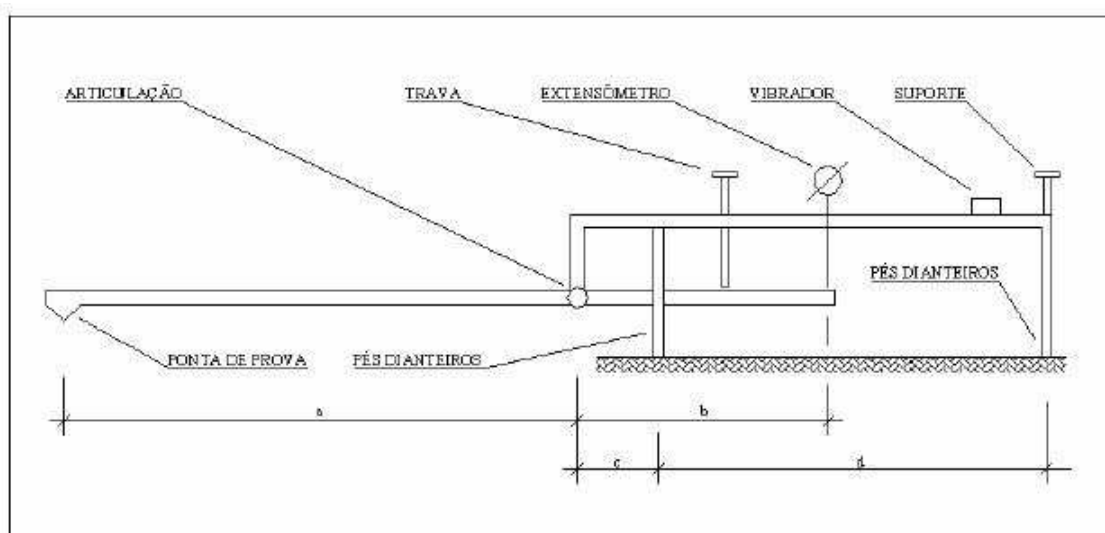


Figura 2.16 – Esquema da Viga Benkelman (DNIT, 2006a).

No Brasil, a maior parte dos levantamentos deflectométricos são realizados com a viga Benkelmann devido à sua simplicidade operacional e ao seu baixo custo de aquisição e manutenção. No entanto, as medidas realizadas com a viga apresentam um grande problema que é a falta de repetibilidade de suas leituras, as quais são fortemente influenciadas por fatores como (ROCHA FILHO e RODRIGUES (1996)):

- habilidade do motorista;
- condições mecânicas do veículo (embreagem e freios),
- experiência, habilidade e coordenação da equipe responsável pelas leituras;
- temperatura ambiente e temperatura do revestimento, tendo a camada asfáltica um forte componente viscoelástico no seu comportamento reológico;
- teor de umidade do subleito e das camadas granulares;

- irregularidade na superfície das camadas, principalmente nas medidas sobre camadas granulares;

Os equipamentos vibratórios são caracterizados por aplicarem cargas dinâmicas, produzindo uma vibração harmônica estável no pavimento e medirem as deflexões sísmicas em vários pontos da superfície do mesmo por meio de sensores sísmicos (geofones), desse modo permitindo a determinação dos módulos de elasticidade dinâmicos dos materiais das camadas, por retroanálise das bacias medidas. Nessa categoria, enquadram-se o *Dynaflect*, o *Road Rater* e o *WES-16 Kip*.

Nos equipamentos por impulso, o carregamento aplicado na superfície do pavimento é obtido através do impacto de um peso em queda livre. O peso cai sobre uma placa, a qual transmite a força ao pavimento. Um exemplo de equipamento dessa categoria é o Falling Weight Deflectometer (FWD). Trata-se de um equipamento de alta precisão, cujo princípio de funcionamento é bastante simples: um conjunto de pesos cai em queda livre de uma altura especificada sobre um sistema de amortecedores de borracha, que transmitem a força aplicada a uma placa circular apoiada no pavimento, causando deflexões que são automaticamente registradas por sensores posicionados radialmente na superfície do pavimento. O equipamento foi projetado para que o pulso de carga gerado pelo impacto da carga no pavimento possa simular uma deflexão no pavimento semelhante ao efeito causado pela passagem de uma carga de roda a uma velocidade de 70 à 80 km/h. Sete sensores sísmicos, dispostos radialmente em relação ao ponto de aplicação da carga, registram a superfície deformada do pavimento e uma célula de carga especialmente projetada registra o carregamento real a que foi submetido o equipamento. A Figura 2.17 apresenta uma representação esquemática do equipamento em funcionamento

O FWD tem sido cada vez mais utilizado devido à sua versatilidade, rapidez, grande produtividade e exatidão dos dados obtidos. Outra de suas vantagens diz respeito ao registro automático das deflexões e bacias de deformação, facilitando a coleta de informações.

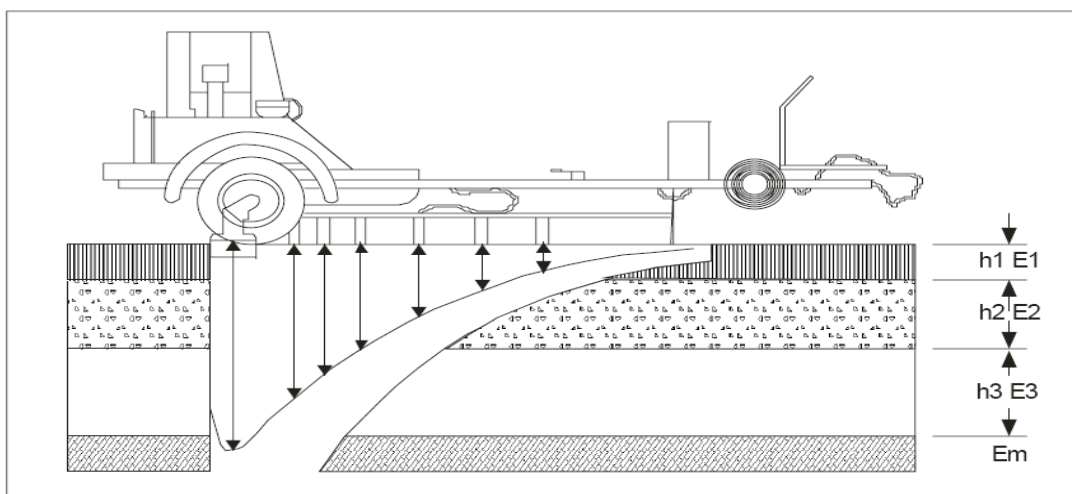


Figura 2.17 – Representação esquemática do equipamento FWD (DNIT, 2006a).

### 2.5.2 Comparação entre equipamentos para medidas de deflexão

Conforme citado por FONSECA (2002), em um estudo efetuado por HOFFMAN & THOMPSON (1981) para o IDOT (*Departamento de Transportes do Estado de Illinois*) em cooperação com a Universidade de Illinois, buscou-se comparar e correlacionar os resultados de ensaios deflectométricos realizados por diferentes equipamentos. O estudo enfocou a utilização da Viga Benkelman (18 Kips, eixo simples com rodas duplas), do Road Rater ( 8 Kips, 6 – Hz) e do FWD Dynatest (8 Kips), assim como de acelerômetros instalados no pavimento, objetivando o monitoramento dos deslocamentos da superfície quando da passagem de caminhões em movimento sobre pavimentos flexíveis e semi-rígidos.

As principais conclusões apontadas por esse estudo são as seguintes:

- as deflexões no pavimento dependem do modo de carregamento e da intensidade de carga aplicada;
- em termos de resposta dos pavimentos às cargas, a resposta produzida pelo FWD é a que mais se aproxima dos deslocamentos na superfícies produzidos por um caminhão em movimento;
- as deflexões medidas com a viga Benkelman, que ocorrem sob carga quase estática, tendem a superestimar àquelas que ocorrem sob cargas de roda em movimento. A explicação deste fato está relacionada a mobilização de efeitos viscoelásticos que se fazem presentes no ensaio com a Viga Benkelman, devido à velocidade extremamente baixa do caminhão de prova durante a execução do ensaio;

- de modo geral, as deflexões obtidas com a Viga Benkelman não podem ser previstas a partir daquelas obtidas com Road Rater;
- embora bastante diferentes em todos os pavimentos testados, as deflexões e as “áreas” de bacia referentes ao Road Rater (8 Kips 15 Hz) e ao FWD (8 Kips) foram altamente correlacionáveis;
- as deflexões obtidas com o Road Rater são altamente dependentes da carga e da frequência utilizada no ensaio. Quando a carga é pequena, os equipamentos vibratórios de frequência fixa podem superestimar a rigidez do pavimento em duas vezes ou mais;
- devido ao carregamento harmônico sem período de repouso e à pré-carga estática verificada no ensaio com o Road Rater, as deflexões obtidas com este equipamento são menores do que as obtidas com o FWD e com as cargas reais de roda em movimento;

Conforme MACÊDO (1996) apud FONSECA (2002), o quadro 2.3 a seguir, apresenta os resultados obtidos na verificação da acurácia de carga e deflexão, fruto dos estudos desenvolvidos para o “Air Force Engineering and Services Center”, em cooperação com o “U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station”, visando comparar diversos equipamentos NDT comercialmente disponíveis.

Tabela 2.3 – Acurácia nas medidas de carga e deflexões (MACÊDO (1996) apud FONSECA (2002.))

MEDIDA	EQUIPAMENTO	ERRO (%)
Deflexão em revestimento de concreto asfáltico	Dynaflect	0,0 – 7,5
	Road Rater	1,8 – 14,0
	Wes	1,9 – 4,0
	FWD Dynatest	3,0 – 8,6
	HWD Dynatest	0,3 – 6,7
	FWD Kuab	10,0 – 13,0
	FWD Phoenix	4,4 – 5,8
Deflexão em revestimento de concreto de cimento portland	Dynaflect	30,7 – 87,7
	Road Rater	3,4 – 5,8
	Wes	1,3 – 3,4
	FWD Dynatest	3,0 – 4,3
	HWD Dynatest	1,9 – 3,7
	FWD Kuab	1,1 – 1,6
	FWD Phoenix	6,9 – 8,3

### **2.5.3 Fatores que influenciam na medida das deflexões.**

Abaixo são apresentados alguns dos fatores que podem influenciar as medidas de deflexão em campo (TRICHÊS, 2000).

#### **2.5.3.1 *Tipo de solo do subleito***

Solos com péssimo comportamento resiliente irão "trabalhar" no campo com baixos valores modulares (abaixo de 50MPa). Para este tipo de solo, de nada adianta especificar em escritório um valor de deflexão abaixo do apropriado para ele. Por mais que se compacte o material no campo, o ganho de rigidez não é significativo, pois o material apresenta uma deformabilidade intrínseca que lhe é peculiar. É o que acontece, por exemplo, com os solos saprolitos de granito/gnaiss de algumas regiões de Santa Catarina. Por outro lado, solos com baixo grau de resiliência tendem a trabalhar com módulos elevados (acima de 180MPa). Neste caso, ao se especificar um nível deflectométrico maior que o apropriado para a camada, com menor energia de compactação se atingirá uma rigidez na camada que satisfaça a deflexão. Ou seja, é como se aceitar um grau de compactação mais baixo para o solo.

#### **2.5.3.2 *Teor de umidade e grau de compactação***

O teor de umidade e o grau de compactação alcançado influenciam o módulo resiliente dos solos. A variação do teor de umidade de um solo natural depende da pluviosidade e da evapotranspiração. No caso de um solo artificialmente compactado sobreposto a um terreno natural e recoberto pela estrutura do pavimento, é de se esperar algumas modificações no teor de umidade inicial de compactação até o solo entrar em equilíbrio hídrico. Com o tempo, a umidade de equilíbrio tende para a umidade ótima de compactação ou um pouco abaixo dela, (MEDINA & MOTTA, 2005).

Durante o processo construtivo, procura-se compactar o material nas condições de umidade ótima. Porém, as especificações aceitam valores de umidade até 2 % acima da umidade ótima. Durante o processo executivo, a camada de terraplenagem em determinados períodos, fica exposta à incidência direta de chuvas. Assim, ao se medir a deflexão sobre a camada final de terraplenagem, ou nas camadas inferiores da estrutura que apresentam algum caráter argiloso,

o valor registrado sofrerá influência do teor de umidade maior ou menor em que se encontra o solo, mesmo 2 a 3 dias depois da ocorrência.

Desta forma, é possível ter uma redução ou aumento da deflexão durante o processo construtivo, dependendo da incidência do sol ou de chuvas sobre estas camadas. Na duplicação da BR 101-SC/Lote 6, observou-se uma variação média de até  $20 \times 10^{-2}$  mm. Também após a ocorrência de chuvas, a medida de deflexão sobre uma camada de base, executada sobre uma camada com caráter argiloso, tende a apresentar valores até acima do que foi registrado na própria camada final de terraplenagem. Isto ocorre porque a brita graduada não apresenta toda aquela permeabilidade que se imagina. Por muito tempo a água fica retida na interface, aumentando a umidade na camada final de terraplenagem, reduzindo a sua rigidez. A realização das medidas de deflexão, logo após a compactação, de tal forma que a compactação fosse encerrada com o controle deflectométrico atingido, ajudaria em muito a contornar este tipo de problema. No entanto, o que se vê na prática são medidas sendo realizadas 1, 2 e até 5 dias após. Neste intervalo, a ocorrência de uma simples garoa, muitas vezes é motivo para justificar deflexões mais elevadas.

Assim, durante o período executivo, haveria a necessidade de definir valores de deflexão admissíveis apropriados para diferentes épocas do ano, em função da pluviosidade na região onde seria construída a rodovia.

### ***2.5.3.3 Temperatura e grau de compactação***

Não tem sido a prática levar em conta a variação da temperatura na região onde será implantada a rodovia, na definição da rigidez da mistura asfáltica. O ligante asfáltico é um material termo-visco-elástico e a relação rigidez-tempo de carregamento não é linear nem para uma mesma temperatura. Este comportamento complexo se transporta para as misturas asfálticas fazendo com que a relação tensão-deformação, também dependa do tempo de carregamento e da temperatura ambiente. Isto significa que o módulo de rigidez da mistura sofre influência da velocidade do carregamento e da temperatura e que, portanto, irá afetar o valor da deflexão da estrutura.

Ensaaios realizados com misturas de CBUQ extraídas durante a duplicação da BR 101-SC mostraram que o módulo resiliente varia de 1.500 a 8.000MPa para temperaturas entre 40 e 10° C, respectivamente. Por outro lado, em ensaios realizados com misturas tipo PMQ, o módulo variou de 1.550 a 2.740MPa para graus de compactação entre de 93 e 99 %, respectivamente, à temperatura de 25°C.

Desta forma, uma vez que durante o processo construtivo de uma rodovia pode-se atravessar períodos de inverno e verão e levando-se em conta que as especificações aceitam até alguns valores individuais de 96% de grau de compactação, não é possível se definir um valor único de deflexão admissível para a estrutura. Dados da duplicação da BR 101-SC/Lote 6, mostraram uma variação média de até  $8 \times 10^{-2}$  mm entre deflexões medidas em dias nublados e de forte calor.

#### ***2.5.3.4 Incidência do tráfego***

O tráfego propicia uma pós-compactação na estrutura. Há então, uma tendência de que as deflexões medidas seriam um pouco menores após a passagem do tráfego nos primeiros meses, ficando em aberto porém, de quanto seria esta redução.

Na duplicação da BR 101-SC/Lote 6, foi observada em alguns segmentos uma redução média de até  $8 \times 10^{-2}$  mm na deflexão medida sobre o PMQ após a incidência do tráfego por períodos de 1 a 2 meses.

Em uma rodovia bem executada e finalizada com CBUQ, normalmente ocorre uma redução inicial da deflexão até por volta do sexto/oitavo mês. A partir daí, a estrutura entra em um regime quase que elástico e a ruptura por fadiga normalmente se iniciará por volta do oitavo/nono ano (para período de projeto de 10 anos). Já para uma rodovia com deficiência estrutural, as deflexões aumentam com a incidência do tráfego e o colapso do revestimento começa a se manifestar logo nos primeiros meses.

Uma das formas de detectar a ruptura precoce do revestimento, é medir então não somente a deflexão máxima (Do) mas também a bacia de deflexão da estrutura, ou pelo menos a deflexão a 25,0 cm de distância do ponto de aplicação da carga. Neste caso, com a avaliação

do raio (R), do produto entre o raio e a deflexão ( $R \times D_o$ ) e/ou da retroanálise das bacias, pode-se aferir com maior segurança a qualidade estrutural do pavimento executado.

#### ***2.5.3.5 Influência da forma de aplicação do carregamento***

De forma simplificada, a distribuição de pressão acontece da seguinte forma: à medida que vai se afastando do carregamento, a pressão vai se dissipando formando um cone de distribuição. Durante o processo executivo, usualmente a medida da deflexão no topo da camada acabada tem sido feita com a Viga Benkelman e empregando-se um carregamento correspondente ao eixo simples de roda dupla de 80kN.

Nas camadas inferiores, a pressão de trabalho é muito menor que aquela imposta pelos pneus do caminhão quando da medida da deflexão. Esta pressão maior, estaria levando o material a ser solicitado em regime de grandes deformações e, portanto, não seria de todo representativo do que irá se passar quando a rodovia entrar em serviço. Haveria, pois, a necessidade de se adequar a pressão de contato de forma a torná-la compatível com as pressões atuantes dentro da estrutura do pavimento.

#### ***2.5.3.6 Influência do modelo utilizado para definição da deflexão admissível***

Geralmente, o modelo empregado para a definição da deflexão admissível tem sido aquele proposto por Preussler e Pinto (1994), contido na metodologia de dimensionamento de pavimentos flexíveis TECNAPAV - Tecnologia Nacional para Restauração de Pavimentos, o qual relaciona a deflexão admissível da estrutura com o número de solicitações equivalentes do eixo padrão de 80kN. Logicamente que a adoção de outro modelo levaria a um diferente nível deflectométrico admissível.

Acredita-se que este modelo funcione bem para rodovias com tráfego de médio para cima. Entretanto, para rodovias de baixo volume de tráfego, admitir-se deflexões admissíveis da ordem de  $120 - 130 \times 10^{-2}$  mm sem que a mistura asfáltica seja o suficientemente flexível para tal, pode-se incorrer em uma ruptura prematura do revestimento, mesmo que o modelo tenha sido atendido.



Além disso, para chegar a níveis de deflexão desta ordem de grandeza, em qualquer simulação numérica que se faça, será necessária a adoção de valores modulares extremamente baixos para as camadas, inclusive a camada final de terraplenagem. Estes valores nem sempre são condizentes com as características tecnológicas dos materiais, quando devidamente compactados.

## **2.6 A UTILIZAÇÃO DA RETROANÁLISE COMO FERRAMENTA DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS PAVIMENTOS**

De acordo com NÓBREGA (2003), a retroanálise pode ser definida como um procedimento analítico que permite a estimativa in situ dos módulos resilientes das camadas do pavimento e do subleito. Essa determinação é feita através da análise e interpretação de bacias deflectométricas medidas sobre a estrutura do pavimento. Os valores modulares obtidos podem ser então utilizados para projetos de restauração e conservação da rodovia, ou ainda, para o dimensionamento de novos pavimentos.

De forma geral, a retroanálise é realizada com os seguintes objetivos (NÓBREGA, 2003):

- A estimativa dos módulos de resiliência médios dos materiais na condição em que se encontram no campo;
- Minimizar o número de sondagens para determinação das espessuras e coletas de amostras para determinação dos parâmetros desejados, que são de difícil reprodução em laboratório, além de serem onerosas, perigosas e demoradas.

Segundo ALBERNAZ (1997) apud NOBREGA (2003), a retroanálise é importante porque:

- Permite a avaliação estrutural comparativa entre trechos de uma mesma rodovia ou de rodovias diferentes;
- Fornece dados para projetos de drenagem, indicando a presença de possíveis camadas rígidas no subleito;
- Proporciona a elaboração de projetos mais racionais, que se convertem em pavimentos mais duráveis e de custo mais baixo;

- Projetos mais confiáveis evitam restaurações prematuras e altos custos de manutenção e/ou restauração, se for o caso.

Os procedimentos de retroanálise utilizam os conceitos gerais da Teoria da Elasticidade aplicada aos sistemas estratificados, cuja formulação baseia-se a teoria original de Boussinesq de 1885, para os meios semi-infinitos, homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos. Experiências em laboratório e em campo têm mostrado um comportamento "quase" elástico dos pavimentos quando submetidos às cargas usuais de tráfego permitindo, com alguma aproximação, o uso dos modelos elásticos, onde o conjunto pavimento/subleito é representado por um sistema de camadas elásticas estratificadas (pavimento) sobre um maciço elástico (subleito).

Na análise elástico-linear de um semi-espaço elástico, são assumidas as seguintes hipóteses (FERNANDES, 2000):

- o material é homogêneo, o que significa possuir propriedades iguais em qualquer ponto do semi-espaço;
- o material é isótropo, o que equivale dizer que suas propriedades elásticas são as mesmas em qualquer direção, e;
- os materiais ficam caracterizadas por duas propriedades: o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade ( $E$ ), sendo que o material obedece à lei de Hooke, generalizada para materiais elásticos, homogêneos e isótropos.

### **2.6.1 Métodos de retroanálise**

Basicamente, os métodos de retroanálise são classificados em dois grupos: iterativos e simplificados.

#### **2.6.1.1 Métodos iterativos**

São métodos onde os valores modulares são obtidos através da comparação entre a bacia medida em campo e a calculada. Esta comparação é feita através de tentativas, até que as deflexões medidas em campo e as calculadas estejam suficientemente próximas, segundo um

critério de convergência pré-estabelecido. Esses métodos geralmente demandam muito tempo de processamento e é necessário conhecer as espessuras das camadas da estrutura que se pretende analisar, seja por meio de projeto ou sondagens em campo.

Entre os diversos critérios de convergência existentes, os mais utilizados são:

- Erro relativo em cada sensor;
- Soma dos valores absolutos das diferenças entre as deflexões medida e calculada em cada sensor;
- Soma das diferenças ao quadrado; e,
- Raiz média quadrática.

Segundo ALBERNAZ et al. (1995) apud NOBREGA (2003), os métodos iterativos são classificados em:

- Métodos que calculam, durante o processamento, os parâmetros elásticos de estruturas teóricas, cujas bacias deflectométricas são comparadas às bacias medidas em campo. São exemplos deste grupo os programas ELSYM-5, WinJulea e Kenlayer
- Métodos que fazem uso de banco de dados das características elásticas e geométricas de uma gama de estruturas teóricas. O programa MODULUS é um exemplo desse método; e,
- Métodos que utilizam equação de regressão estatística: utilizam fórmulas obtidas por regressão estatística para o cálculo das deflexões teóricas em pontos previamente escolhidos da bacia de deflexão. Essas deflexões são calculadas em função do carregamento e das características da estrutura de pavimento.

#### ***2.6.1.2 Métodos simplificados de retroanálise***

São métodos nos quais os módulos das camadas do pavimento são estimados a partir de simplificações da estrutura de pavimento, com o uso da teoria da elasticidade linear. São menos precisos que os métodos iterativos, mas em geral são mais rápidos e requerem menor número de informações sobre a estrutura de pavimento, sendo úteis para a análise de planos funcionais, anteprojetos e gerenciamento de redes.

Conforme explica NÓBREGA (2003), entre os métodos simplificados de retroanálise mais conhecidos no Brasil, destacam-se os seguintes:

- método da AASHTO (1993);
- método de NOURELDIN (1993);
- método de FABRÍCIO (2003); e,
- método de ALBERNAZ (1997).

### **2.6.2 Fatores que influem nos métodos de retroanálise**

Existe uma série de fatores que influenciam no processo de retroanálise. De acordo com a DYNATEST (1995), alguns dos principais problemas encontrados nos procedimentos de retroanálise são os seguintes:

- Dados de entrada;
- Efeitos da não-linearidade e compensação dos valores modulares;
- Camada rígida no subleito;
- Variações nas espessuras das camadas do pavimento; e,
- Rigidez relativa das camadas.

#### **2.6.2.1 *Dados de entrada***

Incluem o módulo semente (*seed moduli*) adotado para o início da retroanálise, os valores modulares limites especificados para cada camada e espessura das camadas, bem como o número de iterações e os critérios de convergência adotados pelo programa computacional utilizado.

Devido as diferentes soluções que podem ser adotadas para uma mesma bacia deflectométrica, é possível obter diferentes combinações modulares para uma determinada bacia deflectométrica, dependendo dos módulos-semente e dos limites adotados.

#### **2.6.2.2 *Efeitos da não-linearidade e compensação dos valores modulares***

Este problema decorre essencialmente da modelagem incorreta da resposta do pavimento e da natureza sequencial que é adotada nos procedimentos iterativos de retroanálise.

Um resultado típico pode mostrar, por exemplo, módulos de subleito que são significativamente maiores que àqueles esperados para o material, enquanto que o módulo da base é muito baixo e o módulo do revestimento é excessivamente alto.

Isto ocorre principalmente devido à natureza não-linear dos materiais empregados na pavimentação. Tome-se o subleito constituído de solo coesivo, cujo comportamento resiliente é dependente da tensão-desvio atuante. Nos pontos mais afastados do carregamento, o nível de tensões atuante no subleito é muito inferior ao qual este fica submetido próximo do carregamento. É de se esperar então que o subleito apresente valores modulares maiores nos pontos mais afastados do carregamento, enquanto que nos pontos mais próximos, devido às tensões maiores, o valor modular seja menor.

Em geral, o processo de retroanálise inicia-se pelo ajuste das medidas nos pontos mais afastados do carregamento, cujas deflexões dependem exclusivamente do módulo do subleito. Esse valor modular é então fixado e, como a maioria dos programas de retroanálise considera o comportamento do pavimento como sendo elástico-linear, esse valor modular é adotado para todo o restante da estrutura, quando na verdade ele é menor quanto mais próximo do carregamento.

Na seqüência, calculam-se os valores modulares da camada de base. Para compensar o valor modular elevado que foi adotado para o subleito, acaba-se adotando um valor modular muito baixo para a base, na tentativa de se ajustar as deflexões mais próximas do carregamento.

O ideal seria a modelagem não-linear dos materiais, o que tem se tornado mais comum. Programas como o ELMOD, MODCOMP3, EVERCALC e BOUSDEF podem utilizar modelos não-lineares de comportamento.

Se um subleito elástico é adotado, a inclusão de uma camada rígida, ou a divisão do subleito em diversas camadas, pode ajudar a minimizar o problema. Esta é uma das razões porque muitos programas de retroanálise incluem uma camada rígida em determinada profundidade (geralmente 6 metros).

### **2.6.2.3 Camada rígida de subleito**

Uma camada é considerada rígida quando, abaixo desta, há muito pouca ou praticamente nenhuma contribuição aparente para as deflexões medidas na superfície. Camadas rígidas podem ser reais ou aparentes, e provavelmente constituem no principal problema encontrado na análise de bacias deflectométricas.

A camada rígida pode consistir de rocha ou outros materiais de elevada rigidez (camada rígida real). No entanto, tem-se notado o mesmo efeito em locais onde o nível da água encontra-se próximo da superfície (camada rígida aparente). No caso de equipamentos de impacto como o FWD, as pressões neutras induzidas pelo impacto podem conduzir a valores modulares elevados no subleito. Outra causa para o fenômeno das camadas rígidas é a não-linearidade dos materiais, como exposto anteriormente.

Existem diversos programas com rotinas para a consideração de camadas rígidas reais, como o MODULUS, BISDEF, WESDEF, MICHBACK e EVERCALC. A profundidade da camada rígida pode ser determinada por meio de furos de sondagem ou mapas geológicos.

### **2.6.2.4 Variações nas espessuras das camadas do pavimento**

De maneira geral, nos procedimentos de retroanálise adotam-se espessuras constantes para as camadas de pavimento de uma mesma seção-tipo. Raramente isso ocorre na prática, sendo que as espessuras das camadas variam por causa de inúmeras razões construtivas e de manutenção.

O resultado disso é que essas variações de espessura se manifestam como variações dos valores modulares das camadas. Espessuras menores que aquelas adotadas no programa traduzem-se em valores modulares mais elevados para a camada, enquanto que espessuras maiores que as adotadas são compensadas por valores modulares menores que os reais. O ideal, portanto, é a utilização das espessuras realmente executadas nas camadas. Essas informações podem ser obtidas por meio de nivelamentos topográficos, furos de sondagem, GPR (*ground penetrating radar*) e outras técnicas.

É importante mencionar a dificuldade da estimativa dos valores modulares de camadas de revestimento asfáltico com espessura menor que 75mm. Verifica-se que grandes variações nos módulos dessas camadas alteram de maneira pouco significativa o valor da deflexão teórica calculada, o que acaba conduzindo a uma dispersão elevada dos módulos obtidos na retroanálise.

#### **2.6.2.5 *Rigidez relativa das camadas***

A retroanálise é capaz de determinar o módulo de uma camada somente até o nível em que esta afeta as deflexões medidas na superfície do pavimento. Camadas de pequena espessura contribuem com uma parcela pequena da deflexão total e, como resultado, é baixa a acurácia dos módulos dessas camadas obtidos via retroanálise.

Para que uma camada de pavimento possa ser corretamente analisada, é importante que a rigidez da mesma (combinação da espessura e do módulo de elasticidade) tenha uma influência significativa nas deflexões medidas na superfície. Caso contrário, torna-se difícil a estimativa do módulo na retroanálise.

Como exemplo, considere-se uma base de cascalho com espessura de 20cm. Se esta camada está assente sobre um subleito argiloso e é revestida apenas com tratamento superficial, é relativamente simples a determinação do valor modular desta camada e, no processo de retroanálise, fica claramente caracterizado o valor modular do subleito e da base granular.

Em outro caso, se a camada de base é executada sob uma placa de 20cm de concreto de cimento portland, sua rigidez relativa é pequena e muito provavelmente não será possível a separação das camadas durante o processo de retroanálise.

Problema semelhante ocorre no caso de sub-bases e bases granulares. De maneira geral, os módulos dessas camadas são similares e é difícil a separação dos mesmos na retroanálise. No caso do revestimento ser composto por mais de uma camada de concreto asfáltico, recomenda-se também a consideração de uma camada única de revestimento.

## 2.7 O USO DO MACADAME EM ESTRUTURAS DE PAVIMENTO.

O macadame seco tem sido amplamente utilizado no estado de Santa Catarina como camada de sub-base de pavimentos rodoviários. Conforme relata SIMON et al. (1996), inicialmente o macadame seco era utilizado como reforço do subleito, na forma de uma camada constituída de material resultante exclusivamente de britagem primária, denominada pedra pulmão. Posteriormente, passou-se a utilizar o material como camada de sub-base, utilizando-se a mesma pedra pulmão, porém preenchida com brita graduada ou brita de tamanho uniforme, com limitações de diâmetro máximo e processo construtivo regulamentado. Pôde-se, dessa maneira, reduzir a espessura da base de brita graduada e, conseqüentemente, os custos de pavimentação.

No estado de Santa Catarina, a execução da camada de macadame seco é regulamentada pela especificação de serviço DER-SC-ES-P-03/92, onde é definida como a “camada granular composta por agregados graúdos, naturais ou britados, preenchidos a seco por agregados miúdos pela ação enérgica de compactação”.

Embora consolidado como material para camada de sub-base, é escassa a bibliografia sobre o uso do material como camada de base. Outro problema diz respeito à caracterização do comportamento resiliente do material. Devido às grandes dimensões dos granulares, não é possível a realização de ensaios de laboratório como o ensaio triaxial dinâmico convencional, o que forneceria valiosas informações sobre a adequabilidade do material para uso em camadas de base de pavimentos rodoviários, bem como os parâmetros de comportamento resiliente necessários para o dimensionamento da estrutura pela luz da mecânica dos pavimentos. Dessa forma, os dados disponíveis sobre o comportamento mecânico do macadame seco resumem-se a valores modulares obtidos da retroanálise de bacias deflectométricas medidas em campo durante o processo construtivo.

Como exemplo de utilização do macadame seco como camada de base, cita-se a pista construída no trecho SC-473/Palma Sola, da rodovia SC-471 (SIMON et al., 1996). O trecho localiza-se no oeste do estado de Santa Catarina, no Planalto Catarinense, região de derrames basálticos. A rodovia apresentava baixo volume de tráfego ( $N=2,8 \times 10^5$ , segundo metodologia da USACE) e a camada de base foi toda executada com macadame seco. Foram construídos



dois segmentos experimentais com base de brita graduada, cada um com extensão de 200m, afim de se comparar com o desempenho do macadame seco. O acompanhamento tecnológico das pistas consistiu na medida de deflexões a cada 20m nos dois sentidos de tráfego, realizadas no período de abertura, após 1 mês e após 17 meses, e na determinação dos raios de curvatura. A Tabela 2.4 sintetiza os principais resultados obtidos do estudo. Verifica-se que, nas pistas com macadame seco na camada de base, obteve-se deflexões inferiores àquelas obtidas nas pistas executadas com base de brita graduada. Vê-se, ainda, que as pistas executadas com reforço de subleito apresentaram deflexões menores do que as obtidas nas pistas onde esta camada é ausente.

Tabela 2.4 – Resultados obtidos das pistas experimentais construídas no trecho SC-473/Palma Sola (SIMON et al., 1996).

Pista	Estrutura	Deflexão média(0,01mm)			Raio de curvatura médio(cm)		
		Abertura	Após 1 mês	Após 17 meses	Abertura	Após 1 mês	Após 17 meses
1	5cm CAUQ 18cm base brita graduada 20cm reforço do subleito com saibro subleito argiloso	53	58	60	132	101	181
2	5cm CAUQ 18cm base macadame seco 20cm reforço do subleito com saibro subleito argiloso	61	48	42	101	143	300
3	5cm CAUQ 18cm base de brita graduada subleito argiloso	84	68	64	103	98	137
4	5cm CAUQ 19cm base de macadame seco subleito argiloso	66	59	50	114	123	181

Nos estados do Paraná e Rio Grande do Sul, as especificações dos órgão rodoviários admitem o uso do macadame seco como camada de base em rodovias de tráfego leve. No Paraná, adota-se para o macadame seco o coeficiente estrutural 1,0 para o dimensionamento da estrutura segundo o método de 1979 do DNER, baseado no CBR do subleito. No Rio Grande

do Sul, o coeficiente estrutural é 0,77, tanto para o uso na base como na sub-base.

Também no Rio Grande do Sul é comum a ocorrência de jazidas de basalto alterado, que são agregados resultantes de um processo de alteração de rochas vulcânicas, com grande fendilhamento. A alteração se manifesta, em geral, na forma de esfoliação esferoidal. Ocorrem em quase toda a região do derrame vulcânico do RS, abrangendo a metade norte do estado. O bom desempenho e comportamento estrutural do macadame seco de basalto alterado, pôde ser comprovado por NUÑEZ (1997) em pesquisa realizada com a utilização do Simulador de Tráfego da UFRGS –DAER/RS. O objetivo da pesquisa era analisar a capacidade do basalto alterado como material para rodovias de baixo volume de tráfego no Estado do Rio Grande do Sul. De acordo com NUÑEZ (1997), o desempenho de pavimentos com camadas de basalto alterado, avaliados nas pistas experimentais foi satisfatório, possibilitando a indicação do emprego do material para pavimentação extensiva de rodovias coletoras, com garantia de boa qualidade técnica e notável economia. Com a tecnologia resultante da pesquisa “Uso de Basaltos Alterado em Pavimentos Rodoviários” (Núñez, 1998), foi executado pelo DAER, em 1999, um segmento de rodovia com extensão de 5 km na RS/132, trecho Vila Maria – Camargo. Este segmento está sendo monitorado, apresentando bom desempenho até o presente momento.

Em outros países, admite-se o uso de camadas granulares mais grosseiras, não britadas, como camada de base de pavimentos rodoviários. O departamento de estradas de Washington (Washington State Department of Transportation) permite a substituição da camada de base granular britada (*gravel base*) por cascalho de granulometria mais grosseira (*gravel borrow*), proveniente de caixa de empréstimo. Nesse caso, os 3 centímetros superiores da camada dever ser executados com uma camada de CSTC (*crushed surfacing top course*), que visa garantir uma maior uniformidade e regularidade à superfície da camada de base, preparando-a para a implantação do revestimento asfáltico. As Tabelas 2.5 e 2.6 apresentam as características granulométricas dessas camadas.

Tabela 2.5 – Especificação da granulometria CSTC (*crushed surfacing top course*). Fonte: Washington State Department of Transportation, 2006.

Parâmetro	Limites da especificação	Limites tolerados
% passante na peneira $\frac{3}{4}$ " (19,1mm)	100	95-100
% passante na peneira $\frac{1}{2}$ " (12,7mm)	80-100	75-100
% passante na peneira no. 4 (4,8mm)	46-66	41-71
% passante na peneira no. 40 (0,42mm)	08-24	05-27
% passante na peneira no. 200 (0,075mm)	10 Max.	11 Max.
Equivalente de areia	40 Min.	35 Min.
Abrasão Los Angeles	35% Max.	35% Max.

Tabela 2.6 – Especificação de cascalho proveniente de caixa de empréstimo (*gravel borrow*) do Departamento de Transportes de Washington. Fonte: Washington State Department of Transportation, 2006.

Parâmetro	Limites da especificação	Limites tolerados
% passante na peneira 4" (101,6mm)	100	95-100
% passante na peneira 2" (50,8mm)	75-100	70-100
% passante na peneira no. 4 (4,8mm)	50-80	45-85
% passante na peneira no. 40 (0,42mm)	30 Max.	33 Max.
% passante na peneira no. 200 (0,075mm)	7 Max.	9 Max.
Equivalente de areia	50 Min.	45 Min.

A aplicação do material de enchimento na camada de macadame pode ser feita a seco ou com o uso de irrigação. Nesse caso, o material passa a se chamar de macadame hidráulico. Como no macadame seco, faz-se a aplicação do material de enchimento a seco. Quando não for mais possível a penetração do material de enchimento dessa maneira, dá-se início ao processo de irrigação da camada, ao mesmo tempo em que se espalha mais material de enchimento e prossegue-se com as operações de compressão. Esse processo continua até que se forme na frente do rolo compressor uma pasta de material de enchimento e água, indicando que não ocorre mais penetração na camada.

No Brasil, existem poucos estudos sobre a utilização do macadame hidráulico em camadas de base de pavimentos rodoviários. Situação diferente ocorre na África do Sul, onde o referido material foi utilizado com sucesso como camada de base em diversas rodovias. Em um estudo realizado por MOLOISANE et al. (2004) na África do Sul, fez-se em 2001 uma avaliação do

comportamento estrutural de oito rodovias, construídas em meados de 1995 com base de macadame hidráulico. A Tabela 2.7 apresenta as principais características das rodovias estudadas.

Tabela 2.7 – Características das rodovias avaliadas por MOLOISANE et al. (2004).

Nome da estrada	Ano de construção	Número N	Revestimento	Base	Subbase
Xavier	1994	$0,2 \times 10^6$	1cm Lama asfáltica	10cm M.H	15cm G5
Club	1995	$0,2 \times 10^6$	4cm CAUQ	15cm M.H	15cm RA
Nape	1996	$0,05-0,2 \times 10^6$	2cm CAUQ	10cm M.H	15cm C3
Maphoto	1996	$0,05-0,2 \times 10^6$	0,5cm Lama asfáltica	10cm M.H	15cm C3
Sekese	1996	$0,05-0,2 \times 10^6$	0,5cm Asfalto-areia	10cm M.H	12,5cm C3
Phathuthi	1996	$0,05-0,2 \times 10^6$	0,5cm Asfalto-areia	10cm M.H	15cm C3
Mulilo	1996	$0,05-0,2 \times 10^6$	0,5cm Asfalto-areia	10cm M.H	15cm C3
Rodovia K25	1997	$4,0 \times 10^6$	2cm CAUQ	15cm M.H	15cm C4

Legenda:

M.H – Macadame hidráulico

G5 – Cascalho natural (nomenclatura sul-africana)

RA – Asfalto reciclado (nomenclatura sul-africana)

C3 – Camada cimentada rígida (nomenclatura sul-africana)

C4 – Camada cimentada fraca (nomenclatura sul-africana)

Em maio de 2001, foram realizadas medidas deflectométricas com o uso do FWD Dynatest 8000, com afastamento de 50 metros. As deflexões obtidas foram comparadas com as deflexões medidas durante a construção, para a análise da evolução do comportamento deflectométrico. A Tabela 2.8 apresenta os resultados obtidos. Verifica-se que ocorreu uma redução bastante significativa do nível deflectométrico, variando de 17% a 47%. Nas rodovias Phathuthi, Mulilo e K25 não houve o acompanhamento deflectométrico durante o processo construtivo, o que impossibilitou a análise.

Tabela 2.8 – Evolução das deflexões nas rodovias analisadas (MOLOISANE et al., 2004).

<b>Nome da via</b>	<b>Deflexão na construção (microns)</b>	<b>Deflexão em 2001 (microns)</b>	<b>Redução na deflexão (%)</b>
Xavier	872	536	-39
Club	599	318	-47
Nape	610	507	-17
Maphoto	714	550	-23
Sekese	953	673	-29
Phathuthi	-	412	-
Mulilo	-	285	-
Rodovia K25	-	222	-

As bacias deflectométricas medidas com o FWD foram também utilizadas para a estimativa dos módulos de elasticidade dos materiais, através de retroanálise com o uso do programa computacional BISAR. Esses valores foram então comparados com os valores modulares obtidos da retroanálise de bacias deflectométricas medidas durante a construção da rodovia. No caso das estradas Xavier e Club, os valores modulares foram determinados com base em deflexões medidas diretamente nas camadas de base e sub-base durante a construção. A Tabela 2.9 apresenta os valores obtidos. Verifica-se que a pós-compactação causada pelo tráfego proporcionou um aumento bastante significativo dos valores modulares. É interessante verificar que no caso da estrada Nape, o módulo inicial determinado para a camada de macadame hidráulico foi de 800MPa. Em 2001, o valor modular médio calculado para esta camada foi de 920MPa, ou seja, uma variação de apenas 15%. Esse resultado pode ser um indicativo de que uma compactação mais enérgica durante a fase de construção da rodovia possa conduzir a valores modulares iniciais mais elevados – o que, conseqüentemente, reduz a influência da pós-compactação do tráfego.

Tabela 2.9 – Comparação dos valores modulares determinados via retroanálise.  
(MOLOISANE et al., 2004).

Nome da via	Módulo de elasticidade (MPa) (ano zero)			Módulo de elasticidade (MPa) (2001)		
	Base	Sub-base	Subleito	Base	Sub-base	Subleito
Xavier	350	180		750	200	210
Club	300	500		700	400	180
Nape	800	70	120	920	350	230
Maphoto	500	150	45	900	300	150
Sekese	400	110	65	790	150	260
Phathuthi	-	-	-	1100	510	450
Mulilo	-	-	-	1200	530	450
Rodovia K25	-	-	-	1100	580	300

Verificou-se, também, a condição de rolamento das rodovias estudadas através da determinação da irregularidade longitudinal com o uso de um perfilômetro de alta velocidade (HSP – *high speed profilometer*) em junho de 2001. Na metodologia Sul-Africana, utilizam-se três categorias para a avaliação da irregularidade:

- *Sound*, para valores de  $IRI < 4,6$ , considerado adequado;
- *Warning*, para  $4,6 < IRI < 5,8$ , considerado como intermediário; e,
- *Severe*, para  $IRI > 5,8$ , considerado inadequado.

Avaliações do PSI (*present serviceability index*) feitas em julho de 1996 em algumas das rodovias foram convertidas em valores de IRI (mm/m) para comparação com os resultados de 2001, através da seguinte equação:

$$IRI = 1,31 + 3,16 \cdot \ln\left(\frac{5}{PSI}\right) \quad (2.20)$$

A Figura 2.18 apresenta os resultados obtidos dos ensaios. Verifica-se que, com exceção da rodovia Xavier, todas as demais apresentaram valores de IRI considerados satisfatórios.

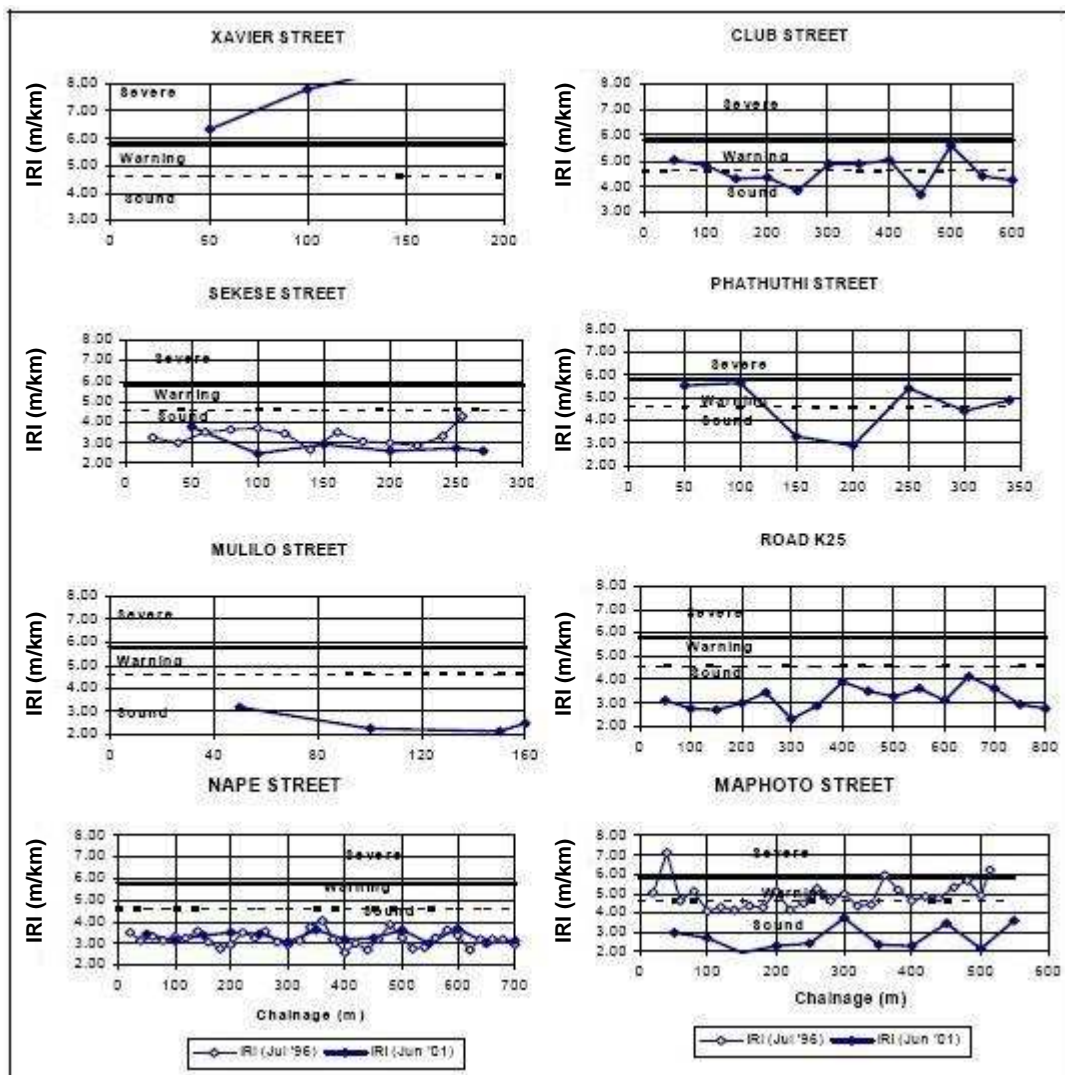


Figura 2.18 – Valores de IRI obtidos nas rodovias estudadas por MOLOISANE et al. (2004).

Em junho de 2001 foram determinadas as profundidades de trilha de roda nas rodovias analisadas com o uso de um equipamento denominado *Automatic Road Analyser* (ARAN). As medidas foram feitas nas trilhas de roda esquerda e direita, a intervalos de 10m. Assim como no caso da irregularidade longitudinal, a metodologia Sul-Africana utiliza três categorias para a avaliação das trilhas:

- *Sound*, para trilhas <10mm, considerado adequado;
- *Warning*, para  $10 < \text{trilha} < 20\text{mm}$ , considerado como intermediário;
- *Severe*, para trilha >20mm, considerado inadequado.

A Figura 2.19 apresenta os resultados obtidos das medições de trilha-de-roda. Verifica-se que todas as rodovias apresentaram valores considerados adequados, o que indica que os valores elevados de IRI obtidos em algumas das pistas não estão relacionados com problemas estruturais causados por deformações permanentes das camadas de base de macadame hidráulico.

As principais conclusões obtidas pelos autores foram as seguintes:

- As estruturas com base de macadame hidráulico apresentaram comportamento satisfatório, e as raras ocorrências de defeitos superficiais foram atribuídas ao desgaste e problemas da própria camada de revestimento;
- Os valores de IRI obtidos na rodovia Xavier indicaram uma condição severa, enquanto que os outros pavimentos apresentaram bom comportamento. Baseado em informações obtidas do período de construção da rodovia, concluiu-se que o problema era devido à má qualidade do revestimento asfáltico, e não devido a problemas estruturais da camada de base. Quanto à trilha de roda, todos os pavimentos apresentaram comportamento satisfatório;
- Verificou-se uma redução significativa no nível deflectométrico das camadas, o que foi atribuído ao efeito de pós-compactação do tráfego. Verificou-se também um aumento bastante significativo nos valores modulares médios das camadas;
- Com o uso do programa computacional ELSYM-5 e dos valores modulares determinados em campo, os pesquisadores determinaram a vida útil dos pavimentos estudados de acordo com os critérios estabelecidos no Método de Dimensionamento Mecanístico Sul-Africano (*South African Mechanistic Design Method*) e verificaram que todas as rodovias apresentam uma vida residual superior a 10 milhões de repetições do eixo-padrão de 80kN.



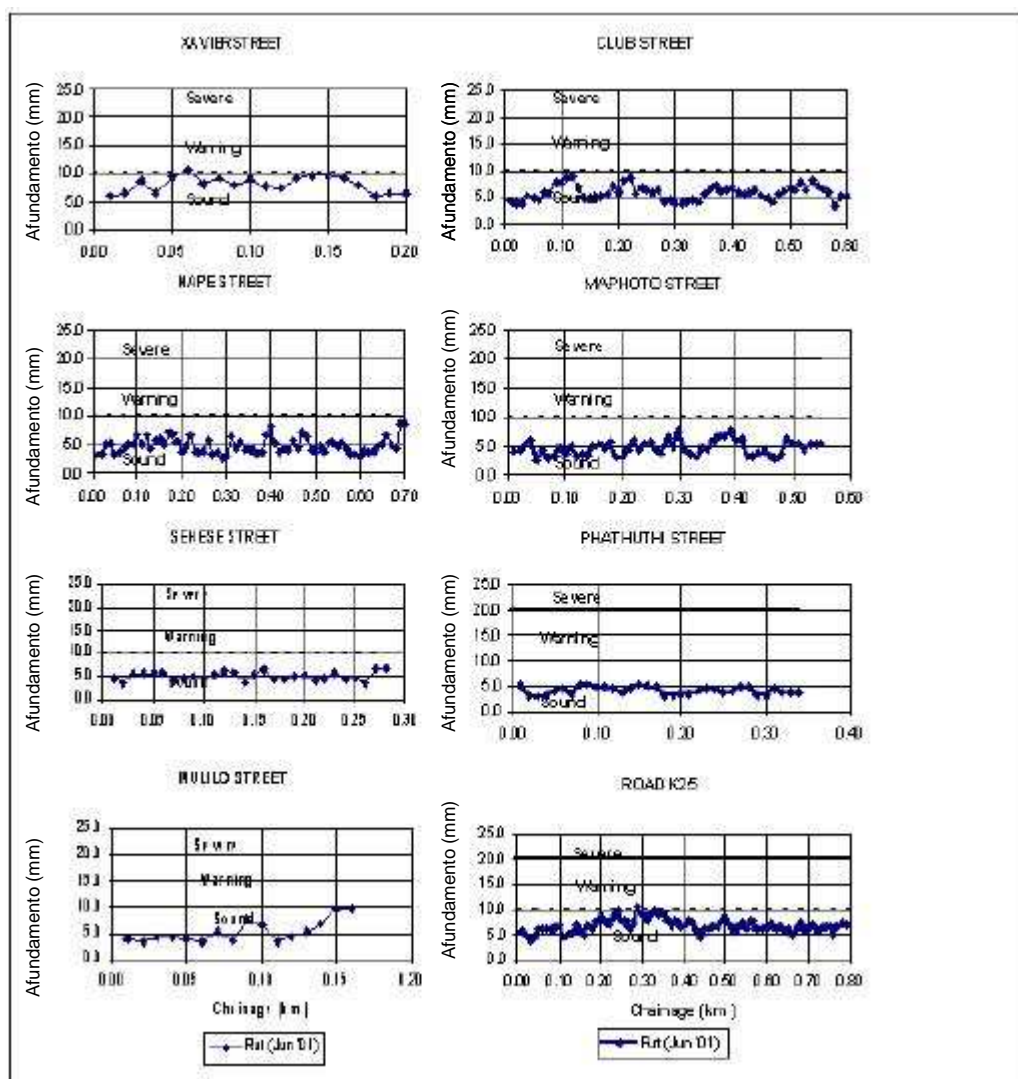


Figura 2.19 – Valores de trilha de roda obtidos por MOLOISANE et al. (2004).

## 2.8 AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

De acordo com o DNIT (2006a), a irregularidade longitudinal é “o conjunto dos desvios da superfície do pavimento em relação a um plano de referência, desvios esses que afetam a qualidade do rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a via. É a grandeza física mensurável direta ou indiretamente, que melhor se correlaciona com o custo operacional dos veículos, o conforto, a segurança, a velocidade de percurso e a economia das viagens o que pode ter origem congênita, ou seja, decorrer de imperfeições no processo executivo, assim como pode resultar de problemas ocorridos após a construção, como resultado da atuação do tráfego, do clima e outros fatores causadores da reabilitação do pavimento”.

A irregularidade é o principal parâmetro que influencia a performance de um veículo sobre um pavimento rodoviário. Superfícies irregulares afetam o desempenho dos veículos em movimento, afetando a velocidade, a segurança, o conforto, o desgaste mecânico dos mesmos e aumentando a ação dinâmica sobre os pavimentos. Quanto maior a irregularidade, maior é o custo operacional dos veículos.

De acordo com o DNIT (2006a), foram concebidos diversos equipamentos para a determinação da irregularidade, sendo enquadrados em quatro grupos:

- sistemas de medidas diretas do perfil: envolvem medidas diretas ou manuais da geometria vertical do pavimento, mediante emprego de equipamentos de topografia ou similares;
- sistemas de medidas indiretas do perfil: executam medidas mecanizadas do perfil da via. Os dados resultantes devem ser processados para fornecer valores como amplitude de onda, coeficiente de regularidade, etc;
- sistemas baseados na reação do veículo: também conhecidos como medidores tipo-resposta, baseiam-se em instrumentos que determinam acumulativamente os movimentos relativos entre o eixo traseiro do veículo e sua carroceria, a partir do que, estatisticamente, pode-se caracterizar a regularidade; e,
- sistemas de medida com sonda sem contato: baseiam-se na reflexão de uma onda sonora ou raio laser emitido por um dispositivo situado sob o veículo.

A irregularidade pode ser medida em diversas escalas padronizadas, na dependência do equipamento de medição. Como resultado de uma pesquisa internacional de medição de irregularidade, realizada em Brasília em 1982, estabeleceu-se a escala “International Roughness Index” - IRI, cuja unidade de medida é m/km e pode ser transferida para todos os sistemas de medição. No Brasil, a escala padrão de medição adotada é o “Quoeficiente de Irregularidade” - Q.I, também conhecido como “Índice quarto de carro”. O modelo quarto-de-carro consiste em um sistema formado por uma massa, uma roda, um amortecedor e uma mola, como mostra a Figura 2.20. A resposta à irregularidade, obtida pela simulação de movimentos no quarto-de-carro, é aceita como uma medida padrão de irregularidade e é expressa em contagens por quilômetro (cont./km).

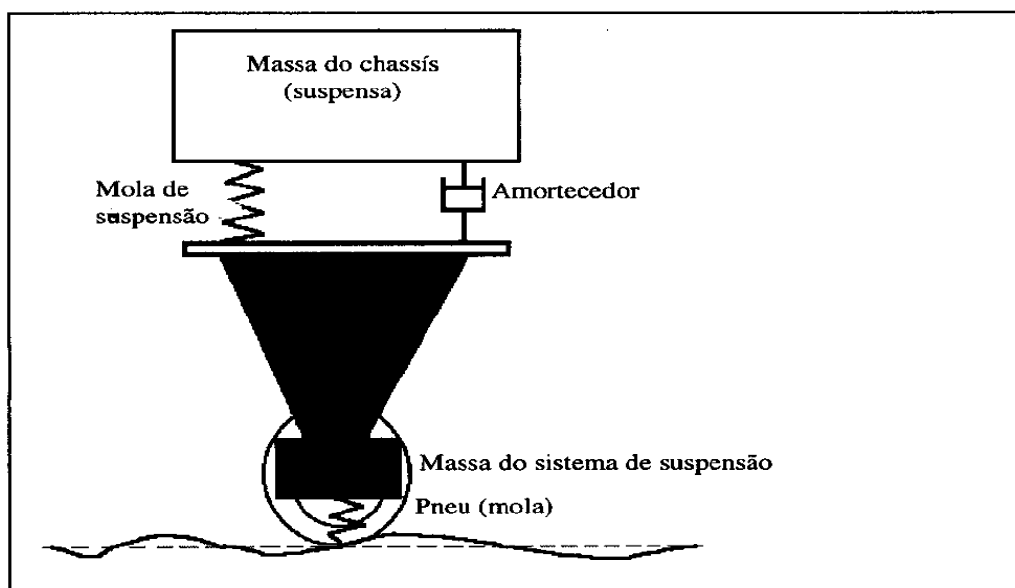


Figura 2.20 – Esquema do simulador de quarto-de-carro (DNIT, 2006a). Equipamento do tipo resposta (Bump Integrator).

As limitações deste tipo de equipamento impulsionou a substituição dos medidores do tipo resposta por medidores de perfil, a partir dos quais é possível o cálculo da irregularidade sem o uso de um modelo de correlação. Estes equipamentos são conhecidos como perfilômetros inerciais. O princípio de funcionamento não é complexo: o veículo contendo o equipamento trafega sobre o pavimento e um computador registra simultaneamente: o deslocamento longitudinal, a altura do veículo até o pavimento e a aceleração vertical do veículo. Concomitantemente, o sistema processa os dados para que a aceleração vertical registrada seja transformada em deslocamento vertical do veículo, uma vez que diferentemente dos outros métodos, neste a altura de referência está se movimentando. A “transformação” da medida da aceleração em deslocamento vertical é feita através de duas integrações sucessivas. Com o valor do deslocamento calculado, basta corrigir todas as medidas de altura feitas e obter-se-á um perfil que tem boa relação com o perfil verdadeiro, especialmente para o cálculo da irregularidade.

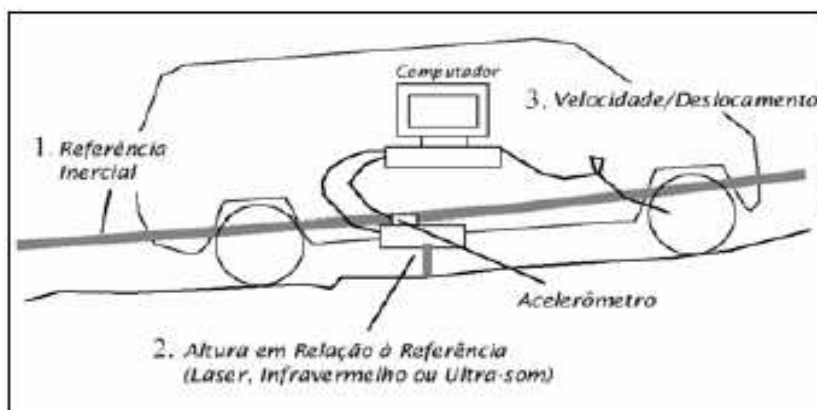


Figura 2.21 – Princípio de funcionamento de um perfilômetro inercial (BARELLA et al., 2005).

Atualmente existem no mundo muito mais fabricantes de perfilômetros inerciais do que de medidores do tipo resposta, muito embora um perfilômetro possa custar mais de 10 vezes o que custa um medidor do tipo resposta.

Os conceitos de IRI e QI são bastante similares. O DNIT (2006a) indica a seguinte equação de correlação:

$$QI = 13 \cdot IRI \quad (2.21)$$

Outro modelo utilizado para correlacionar IRI e QI é apresentado pela seguinte equação (PATERSON, 1986):

$$IRI = \frac{(QI + 10)}{14} \quad (2.22)$$

BARELLA et al. (2005) verificaram qual dos dois modelos apresentava a melhor correlação entre os valores de QI e IRI. Para tanto, foram feitas comparações de avaliações de irregularidade feitas na Avenida dos Bandeirantes, cidade de São Paulo, em vários momentos, sobre 30 bases de 100 metros cada uma, usando-se um medidor do tipo resposta (*Bump Integrator*, de procedência Australiana) para a determinação do QI, e um perfilômetro laser (*Ciberlaser*, de procedência nacional), para a determinação do IRI. Os valores de QI obtidos foram convertidos em IRI, com o uso das duas correlações, e comparados com os valores medidos diretamente em campo. Concluiu-se que a correlação  $IRI = (QI + 10) / 14$  apresentava resultados muito melhores que àqueles obtidos com a equação  $QI = 13 \cdot IRI$ , adotada pelo DNIT.

O gráfico da Figura 2.22 apresenta os resultados obtidos pelos pesquisadores.

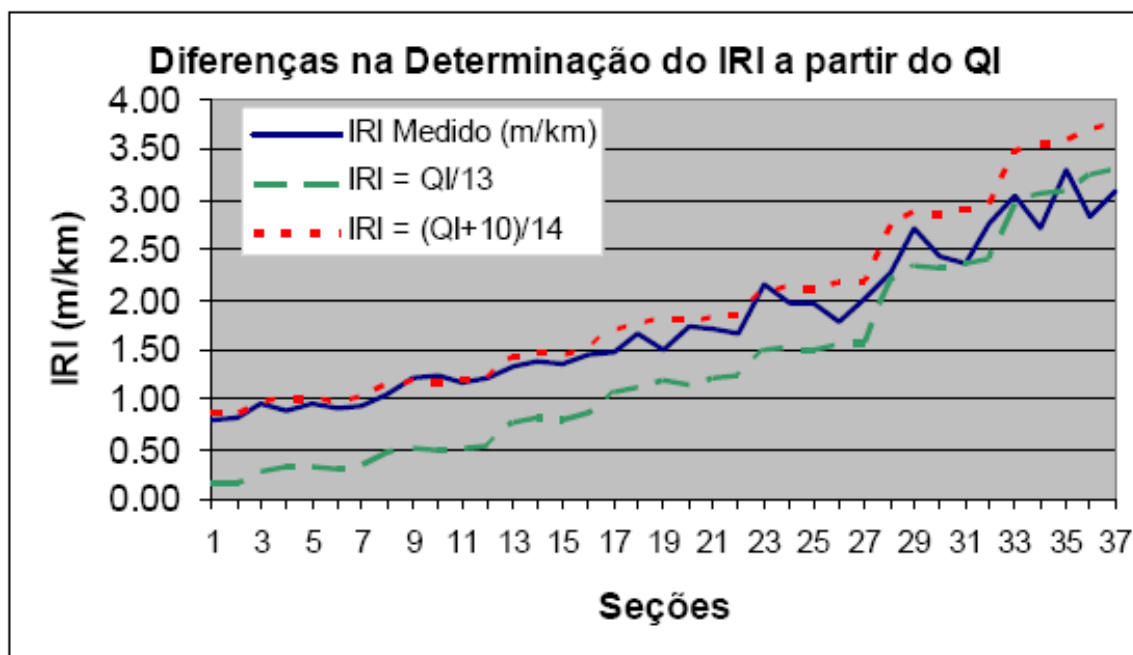


Figura 2.22 – Comparação dos valores de IRI medidos e calculados a partir do QI na Av. Bandeirantes (BARELLA et al, 2005).

A classificação da condição das rodovias pavimentadas em função da irregularidade é apresentada na Tabela 2.10. As rodovias não pavimentadas tem valores de IRI compreendidos entre 3,0m/km para estradas muito boas, até valores acima de 15,0m/km para estradas muito ruins.

Tabela 2.10 – Condição do pavimento quanto à irregularidade para rodovias pavimentadas (DNIT, 2006a).

Condição	IRI (m/km)	QI (cont./km)
Excelente	1,0 – 1,9	13 – 25
Boa	1,9 – 2,7	25 – 35
Regular	2,7 – 3,5	35 – 45
Ruim	3,5 – 4,6	45 – 60
Péssimo	> 4,6	> 60

### 3 METODOLOGIA DA PESQUISA E ENSAIOS REALIZADOS

Neste capítulo, apresenta-se a metodologia adotada na realização da pesquisa. Ela foi realizada com a execução das seguintes etapas:

- **Etapla 1: Caracterização dos materiais empregados na construção das pistas experimentais:**
  - Ensaios de caracterização do solo da camada final de terraplenagem: classificação HRB, CBR, expansão, limite de liquidez, índice de plasticidade, umidade ótima;
  - Ensaios de caracterização da pedra: granulometria, abrasão, sanidade, índice de forma, absorção, adesividade com dope, densidade real, equivalente de areia;
  - Ensaios de caracterização da brita graduada: granulometria, CBR, massa específica aparente, equivalente de areia, umidade ótima, densidade aparente; e,
  - Ensaios de caracterização da mistura asfáltica: massa específica aparente, granulometria, teor de betume, volume de vazios, relação betume/vazios, estabilidade Marshall, fluência Marshall.
- **Etapla 2: Projeto das pistas experimentais:**
  - Adoção de hipóteses iniciais para o dimensionamento;
  - Determinação das espessuras das camadas constituintes do pavimento;
  - Determinação dos locais de implantação; e,
  - Determinação dos custos de construção de cada alternativa de estrutura de pavimento.
- **Etapla 3: Construção e controle durante o processo construtivo:**
  - Acompanhamento deflectométrico com viga Benkelman durante a construção;
  - Caracterização do comportamento resiliente dos solos por meio do ensaio triaxial dinâmico;
  - Caracterização do comportamento resiliente da brita graduada por meio do ensaio triaxial dinâmico; e,
  - Determinação do módulo de resiliência do concreto asfáltico, por meio do ensaio de compressão diametral dinâmica.
- **Etapla 4: Avaliação após a construção (ano zero):**
  - Medida de bacias deflectométricas com viga Benkelman;
  - Medida de bacias deflectométricas com o Falling Weight Deflectometer (FWD); e,
  - Levantamento da irregularidade longitudinal e afundamento de trilha de roda.
- **Etapla 5: Avaliação de desempenho após abertura ao tráfego (primeiros dois anos):**

- Acompanhamento da evolução da deflectometria com viga Benkelman;
- Levantamento da irregularidade longitudinal e afundamento de trilha de roda.
- **Etapa 6: Análise mecanística das pistas:**
  - Análise da influência do grau de compactação da camada final de terraplenagem no desempenho mecanístico da estrutura de pavimento;
  - Comparação dos valores modulares médios estimados em campo com os valores de laboratório;
  - Estimativa das deformações de tração atuantes no revestimento asfáltico; e,
  - Estimativa da probabilidade de êxito das pistas.

### **3.1 ETAPA 1 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS NA EXECUÇÃO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS**

#### **3.1.1 Seleção do material da camada final de terraplenagem**

A definição do solo utilizado no subleito das pistas 01, 02 e 03 foi feita em visita de campo realizada em maio de 2004. Foram analisados diferentes cortes da rodovia, sendo selecionado um corte localizado na estaca 5+600. O material é um silte argiloso róseo, correspondente ao horizonte C do basalto amigdalóide. Esse corte, além de apresentar volume suficiente para a execução da camada final de terraplenagem das três referidas pistas localizava-se a uma distância considerada adequada, apresentando dessa forma menor custo de transporte.

Foram realizadas 3 coletas de amostras no talude, sendo uma no primeiro terço, uma no meio e outra no último terço do corte (material referente a espessura de 1,0 -1,5m) para realização dos ensaios de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, CBR e expansão no Proctor Normal (PN) e Intermediário (PI). A Tabela 3.1 apresenta os resultados obtidos dos ensaios. Verifica-se que é um solo bastante fino, com mais de 90% de material passante na peneira nº 200. A amostra coletada na estaca 5+580 foi a que apresentou os melhores resultados, sendo que nas amostras das estacas 5+640 e 5+700 o material coletado apresentou baixos valores de CBR e expansão superior a 2%, limite máximo admitido na camada final de terraplenagem. Utilizou-se material proveniente do terço inicial do corte, na estaca 5+580, para a execução da camada final de terraplenagem. A Figura 3.1 mostra o corte utilizado para a obtenção do material. As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam amostras do solo coletadas no kms 5+580 e 5+640, respectivamente.



Figura 3.1 – Tipo de solo utilizado na execução da camada final de terraplenagem das pistas 01, 02 e 03.

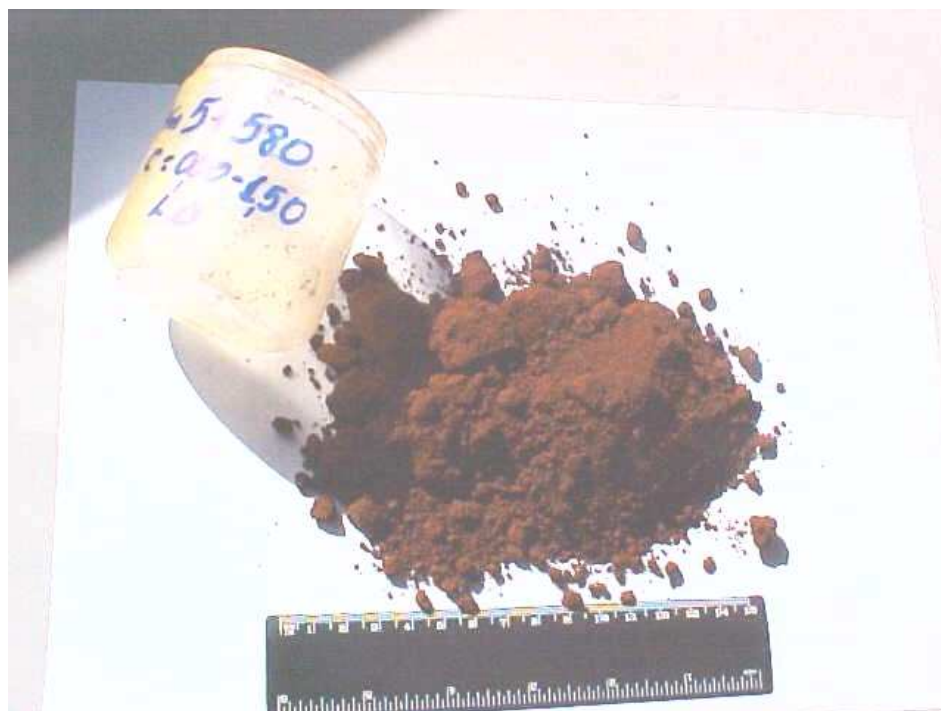


Figura 3.2 – Amostra de solo coletada no km 5+580.



Tabela 3.1 – Resumo dos ensaios realizados com o solo proveniente do corte do km 5+600.

QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS											
KM / FURO			5+580			5+640			5+700		
CAMADA (m)			0,00-1,50			0,00-1,50			0,00-1,50		
POSIÇÃO EM RELAÇÃO AO EIXO			LD			LD			LD		
GRANULOMETRIA	% PASSANDO NAS PENEIRAS	2" (50,8mm)									
		1" (25,4mm)									
		3/8" (9,5mm)	100,0								
		Nº 4 (4,8mm)	99,9			100,0			100,0		
		Nº 10 (2,09mm)	99,8			99,9			99,9		
		Nº 40 (0,42mm)	98,7			98,8			94,8		
		Nº 200 (0,075mm)	97,6			91,6			91,3		
LL %			63,8			76,2			80,0		
IP %			15,0			27,5			25,8		
IG			14			19			18		
CLASSIFICAÇÃO H.R.B.			A – 7 – 5			A – 7 – 5			A – 7 – 5		
LABORATÓRIO	Energia (nº de golpes)		PN	PI	PM	PN	PI	PM	PN	PI	PM
	Umidade de Compac (%)		37,1	34,1	32,1	38,9	36,3	31,0	34,8	30,6	27,1
	MEAS (kN/m3)		13,29	13,90	14,32	12,95	13,55	14,09	12,61	13,17	14,12
	Expansão (%)		0,6	0,4	0,2	2,5	2,0	1,6	7,0	5,7	4,1
	CBR %		13,2	17,5	20,8	7,5	11,2	16,5	2,5	5,8	8,5

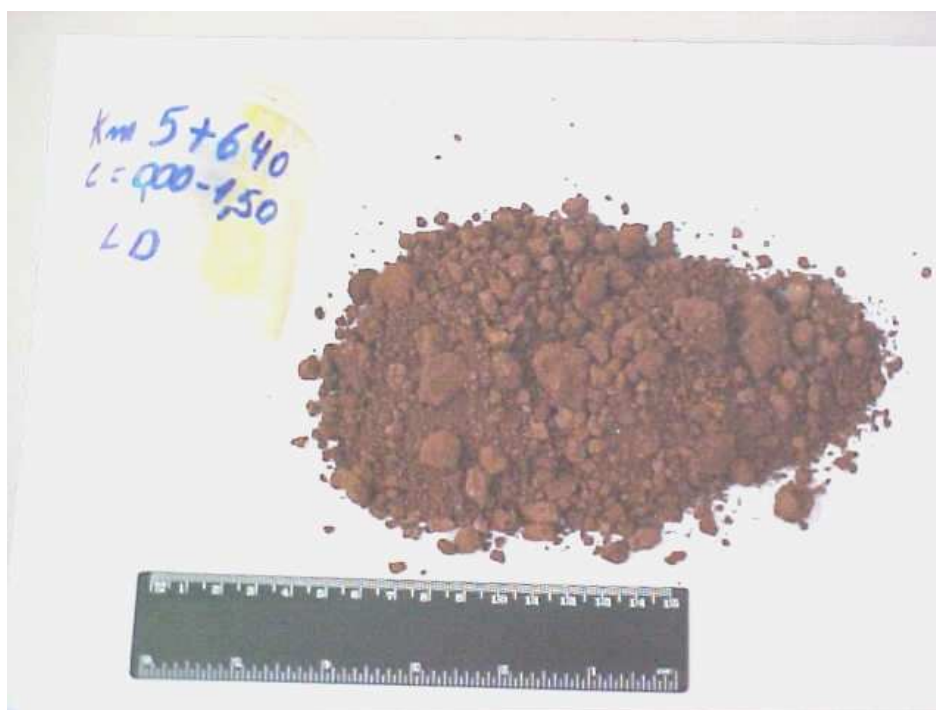


Figura 3.3 – Amostra de solo coletada no km 5+640.

### 3.1.2 Características do material pétreo empregado

O agregado utilizado é de origem basáltica, de estrutura compacta, microcristalina, de cor cinza, com os seguintes minerais principais: plagioclásio, piroxênio e magnetita. As principais características do material pétreo são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Características gerais do material pétreo empregado.

PARÂMETRO	VALOR
Abrasão (max. 50%)	17,30%
Sanidade (max. 15%)	2,40%
Índice de forma	1,2
% Absorção	1,31%
Densidade real	3,038

#### 3.1.2.1 Macadame Seco

O agregado graúdo é constituído por material resultante da britagem primária de graduação uniforme, com diâmetro máximo de 100mm (4 polegadas), não devendo superar 2/3 da espessura final da camada compactada. Evita-se a utilização de agregado graúdo com

quantidade excessiva de fração fina, admitindo-se o valor máximo de 10% passando na peneira de 25,4mm (1``). Os agregados para bloqueio e fechamento são constituídos de uma mistura de aproximadamente 50% de material com granulometria entre 19,00mm (¾``) e 9,50mm (3/8``) e 50% com granulometria entre 9,50mm (3/8``) e 0,0mm, em volume.

Quanto à execução, inicialmente é espalhado o material de bloqueio, numa espessura entre 0,03m e 0,05m, sobre o qual espalha-se o agregado graúdo. Para se obter uma melhor acomodação da fração graúda, pode-se realizar uma única passada do rolo liso, sem vibração. Faz-se então o espalhamento do material de enchimento, em quantidade suficiente para o preenchimento dos vazios do agregado graúdo. A aplicação deste material é feita em uma ou mais vezes, até obter-se um bom preenchimento, evitando-se o excesso superficial. Procede-se então à compactação da camada, realizada com rolo liso vibratório. A verificação da compactação é feita de maneira visual, colocando-se à frente do rolo compactador um agregado de dimensões razoáveis e avaliando-se o efeito da passagem do rolo sobre o mesmo. Considera-se a camada bem compactada se a passagem do rolo provocar o esmagamento do agregado, sem que ocorra a penetração deste na camada

### ***3.1.2.2 Crushed Surfacing Top Course***

Quanto à camada de CSTC (*crushed surfacing top course*) utilizada para a regularização da superfície da camada de macadame seco nas pistas 01 e 04, foi adotada a faixa granulométrica indicada pelo Departamento de Transportes de Washington, especificada na Tabela 2.5.

### 3.1.2.3 Brita graduada

As principais características da brita graduada são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Quadro-resumo das características da brita graduada.

QUADRO-RESUMO DO TRAÇO DE BRITA GRADUADA				
GRANULOMETRIA	Faixa de projeto	FAIXA I (DEINFRA-SC)		
	FAIXA DE TRABALHO	2'' (50,8mm)	100	100
		1 ½'' (38,1mm)	99,4	90-100
		1'' (25,4mm)	86,4	70-95
		¾'' (19,1mm)	-	-
		½'' (12,7mm)	-	-
		3/8'' (9,5mm)	48,9	30-65
		4 (4,8mm)	39,5	25-55
		10 (2,09mm)	26,7	15-40
		40 (0,42mm)	12,1	8-20
		200 (0,075mm)	4,8	2-8
CARAC. DA MISTURA	Densidade aparente	25,95		
	Max. dens. apar. úmida (kN/m³)	27,59		
	Max. dens. apar. seca (kN/m³)	25,95		
	Umidade ótima (%)	6,5		
	nº de golpes	75		
	CBR (%)	194		
	Massa específica aparente (kN/m³)	25,75		
	Equivalente de areia (%)	58,3		

### 3.1.3 Ligante e mistura asfáltica

O cimento asfáltico utilizado na usinagem do concreto asfáltico usinado a quente e da massa fina de CAUQ é proveniente da REPAR (Araucária), consistindo em um ligante do tipo CAP-20.

A Tabela 3.4 apresenta as principais características do concreto asfáltico utilizados na rodovia.

Tabela 3.4 – Quadro-resumo das características do concreto asfáltico e da massa fina de CAUQ.

SERVIÇOS	CAUQ	Massa fina
Densidade teórica	3,012	3,013
Densidade aparente	2,964	2,964
<b>FAIXA GRANULOMÉTRICA DAS MISTURAS</b>		
Faixa de projeto	“C” França	“C” DEINFRA
¾” (19,1mm)	100	-
½” (12,7mm)	90,0 - 99,7	100
3/8” (9,5mm)	76,0 - 86,2	76,0-91,3
4 (4,8mm)	55,9 - 65,9	55,9 - 65,9
10 (2,09mm)	37,1 - 47,1	35,7 - 45,7
40 (0,42mm)	16,7 - 26,7	16,2 - 26,2
80 (0,15mm)	8,0 - 13,7	8,0 - 13,3
200 (0,075mm)	5,0 - 7,28	5 - 7,0
<b>CARACTERÍSTICAS MARSHALL</b>		
Massa específica (kN/m <sup>3</sup> )	26,06	26,11
Teor de betume (%)	5,5	5,5
V.A.M (%)	17	16,7
V.V (%)	3,7	3,5
R.B.V (%)	78	79
Estabilidade (kN)	11.500	12.120
Fluência (1/100’’)	13,5	15,0
Equivalente de areia (%)	58,88	59,13

### 3.2 ETAPA 2 – PROJETO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

O dimensionamento da estrutura de pavimento das pistas 01, 02 e 03 (subleito argiloso) foi feito de acordo com o Método da Resiliência – TECNAPAV, desenvolvido pelos engenheiros Salomão Pinto e Ernesto Preussler. Os parâmetros de dimensionamento utilizados foram:

- Tráfego: adotou-se o número N constante do projeto de pavimentação da rodovia, elaborado pela empresa IGUATEMI LTDA (2002), igual a  $3,44 \times 10^6$  (USACE) ou  $1,11 \times 10^6$  (AASHTO);
- CBR de projeto: visto que o material selecionado para a execução da camada final de terraplenagem das pistas 01, 02 e 03 é proveniente do corte localizado na estaca 5+580, com a regularização feita na energia de Proctor intermediário, adotou-se para CBR de projeto o valor 17%, conforme consta da Tabela 3.1.

### 3.2.1 Determinação da espessura total do pavimento

A espessura total do pavimento é determinada da mesma maneira que o método do DNER de 1979, com base no CBR do subleito, de acordo com a seguinte equação:

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598} \quad (3.1)$$

Onde  $H_t$  é espessura total do pavimento, em cm. Para  $N = 3,44 \times 10^6$  e  $CBR = 17\%$ , tem-se:  $H_t = 29,5\text{cm}$

### 3.2.2 Determinação da deflexão máxima admissível

O método considera, de maneira indireta, a deformação de tração máxima admissível no revestimento asfáltico, através da determinação da deflexão máxima admissível, parâmetro de fácil mensuração no campo. Utiliza-se da seguinte equação:

$$\log(D_p) = 3,148 - 0,188 \cdot \log(N) \quad (3.2)$$

Onde  $D_p$  é a deflexão de projeto, em 0,01mm. Para  $N = 3,44 \times 10^6$ , obtém-se  $D_p = 82(0,01\text{mm})$ .

### 3.2.3 Determinação da espessura mínima de camada betuminosa

A espessura da camada betuminosa é calculada através da equação:

$$H_{CB} = -5,737 + \frac{807,961}{D_p} + 0,972 \cdot I_1 + 4,101 \cdot I_2 \quad (3.3)$$

Onde:

$H_{CB}$  – espessura mínima da camada betuminosa, em cm;

$I_1, I_2$  – constantes relacionadas as características resilientes do subleito:

Tipo I:  $I_1 = 0$  e  $I_2 = 0$

Tipo II:  $I_1 = 1$  e  $I_2 = 0$

Tipo III:  $I_1 = 0$  e  $I_2 = 1$

Considerando  $D_p=82$  (0,01mm) e solo tipo II, tem-se:

$$H_{CB} = -5,737 + \frac{807,961}{82} + 0,972 = 5,08\text{cm} \approx 5,0\text{cm}$$

### 3.2.4 Espessura da camada granular

A espessura da camada granular ( $H_{CG}$ ) é determinada através da equação:

$$H_{CB} \times V_E + H_{CG} = H_T, \text{ sendo } H_{CG} < 35\text{cm} \quad (3.4)$$

Onde  $V_E$  é o valor estrutural da camada betuminosa, estabelecido conforme a Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valor estrutural da camada betuminosa.

Tipo de Subleito	N				
	$10^4$	$10^5$	$10^6$	$10^7$	$10^8$
I	4	4	3,4	2,8	2,8
II	3	3	3,4	2,8	2,8
III	2	2	2	2	2

Como se vê da Tabela acima, para um subleito tipo II e tráfego entre  $10^6$  e  $10^7$ , o fator de equivalência indicado é 2,8, enquanto que, para solos tipo III, indica-se o fator 2. Visto as características resilientes e expansivas de solos oriundos do horizonte C do basalto amigdalóide e como o dimensionamento foi baseado na informação de um único furo de sondagem, optou-se por adotar o fator de equivalência 2 no dimensionamento.

Aplicando  $V_E=2$  na equação, obtém-se:

$$5 \times 2 + H_{CG} = 29,5 \rightarrow H_{CG} = 19,5\text{cm} \approx 20\text{cm}.$$

A estrutura final adotada para as pistas 01 e 02 é a seguinte:

- 5cm CAUQ;
- 20cm de base de macadame seco; e,
- Regularização do subleito na energia de Proctor intermediário.

Na pista 01 tem-se uma camada de 4cm de CSTC (crushed stone top course) sobre a base de macadame seco e na pista 02 tem-se uma camada de 2cm de massa fina de concreto asfáltico sobre a referida base. O objetivo destas camadas de pequena espessura é a regularização da

superfície do macadame seco, de maneira a se providenciar uma superfície o mais uniforme o possível para a execução do revestimento betuminoso.

A estrutura final adotada para a pista 03 é:

- 5cm CAUQ;
- 20cm de base de brita graduada; e,
- Regularização do subleito na energia de Proctor intermediário.

As pistas 04, 05 e 06 foram construídas com camada final em rocha. Nesse caso, adotou-se para a camada de base a espessura mínima construtiva do macadame seco, 16cm. Embora a camada de brita graduada seja executada com espessuras de até 13cm, optou-se por utilizar a mesma espessura para todos os tipos de materiais, visto que um dos objetivos do trabalho é comparar o desempenho da brita graduada e do macadame seco em camadas de base.

A estrutura final adotada para as pistas 04 e 05 é a seguinte:

- 5cm CAUQ;
- 16cm base de macadame seco; e,
- Subleito de aterro em rocha.

Na pista 04 tem-se uma camada de 4cm de CSTC (crushed stone top course) sobre a base de macadame seco e na pista 02 tem-se uma camada de 2cm de massa fina de concreto asfáltico sobre a referida base. O objetivo destas camadas de pequena espessura é a regularização da superfície do macadame seco, de maneira a se providenciar uma superfície o mais uniforme o possível para a execução do revestimento betuminoso.

A estrutura final adotada para a pista 06 é a seguinte:

- 5cm CAUQ;
- 16cm base de brita graduada; e,
- Subleito de aterro em rocha.

A pista experimental 07 consiste em um segmento de controle. A estrutura é a mesma utilizada no restante da rodovia, sendo o subleito de aterro em rocha, como é o caso de 89% da extensão total do trecho. A estrutura da pista é a seguinte:



- 5cm CAUQ;
- 15cm de base de brita graduada;
- 16cm de sub-base de macadame seco; e,
- Subleito de aterro em rocha.

Como na época de implantação das pistas experimentais não foi contemplada a execução de uma pista experimental representativa dos 11% do trecho executados com subleito argiloso, foi feita a análise do comportamento deflectométrico do segmento compreendido entre as estacas 10+000 e 11+000, chamado neste trabalho de pista experimental 08. A estrutura de pavimento é a seguinte:

- 5cm CAUQ;
- 15cm de base de brita graduada;
- 16cm de sub-base de macadame seco; e,
- Subleito de solo argiloso compactado a 100% do Proctor normal.

A Figura 3.4 apresenta um perfil das estruturas construídas. Todos os segmentos foram construídos em seções de aterro, em tangente e com a menor inclinação de greide possível, como ilustram as figuras 3.5 e 3.6. As pistas experimentais foram identificadas em campo com marcos de concreto (MC) no quilômetro inicial e quilômetro final de cada pista no lado direito da rodovia, no bordo do acostamento. A localização dos marcos de concreto está identificada na tabela 3.6.

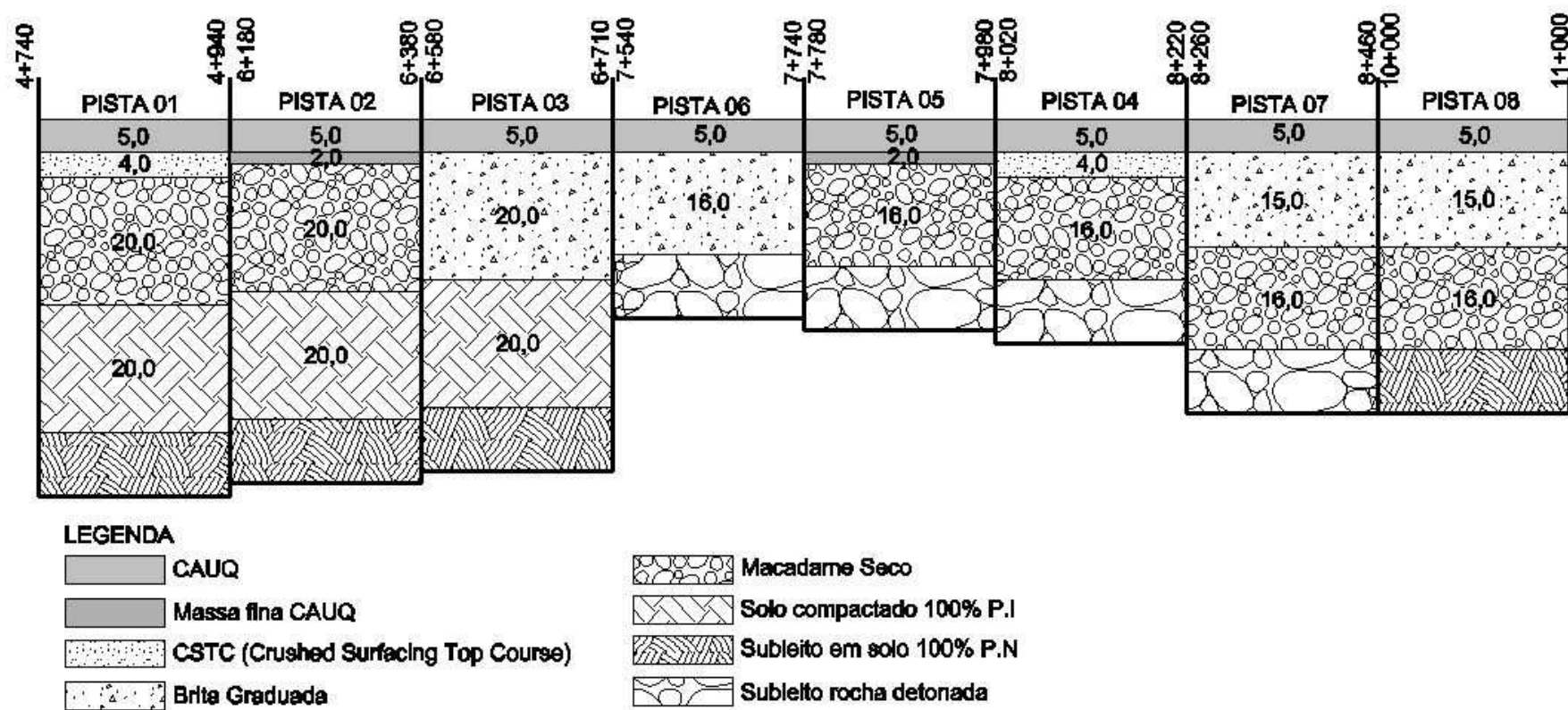


Figura 3.4 – Diagrama linear apresentando as estruturas de pavimento das pistas experimentais.



Figura 3.5– Pista experimental 02 após a construção.



Figura 3.6– Pista experimental 06 após a construção.

Tabela 3.6– Coordenadas dos marcos de concreto utilizados para o referenciamento das pistas experimentais.

Pista	MC	Km	Distância do eixo (m)	Coordenada N	Coordenada E	Cota
1	01	4+700	12,4	7074568,16756	291824,268983	907,39387529
1	02	4+900	8,2	7074393,62615	291923,066742	906,89308840
2	03	6+180	11	7073316,17215	292421,299073	907,75373220
2	04	6+380	10,5	7073147,35412	292532,402178	909,96690387
3	05	6+600	8,8	7072942,59695	292616,250966	910,47847179
3	06	6+700	13,5	7072864,04565	292681,726488	908,33222517
4	07	7+540	10,2	7072052,58095	292880,280458	904,06362332
4	08	7+740	7,2	7071855,21912	292912,793229	903,24990340
5	09	7+780	11,8	7071814,20253	292895,214938	903,54884145
5	10	7+985	11,4	7071621,88089	292970,818797	906,22016353
6	11	8+020	9,8	7071582,67868	292964,661197	906,75527631
6	12	8+220	10,8	7071407,12579	293059,645320	908,64469656
7	13	8+260	8,4	7071363,41051	293063,286384	906,30380365
7	14	8+460	8,8	7071201,24234	293182,749155	904,85015356

### 3.2.5 Custos de terraplanagem e pavimentação para cada alternativa

Para a determinação dos custos de implantação de cada alternativa estudada, utilizaram-se os preços unitários contratuais da construtora, obtidos do relatório *As Built* da obra. Para a análise, consideraram-se os custos necessários para a implantação de um segmento de rodovia de 1.000m de extensão, com largura de plataforma de pavimento de 7m, ou seja, uma área pavimentada de 7.000m<sup>2</sup>.

Nos custos de terraplenagem foram considerados somente os custos da execução da camada final de terraplenagem, na espessura de 60cm. Para a camada final em solo das pista 1, 2, e 3, considerou-se a compactação dos 40cm inferiores da camada final na energia de 100% do Proctor Normal e a compactação dos 20cm superiores na energia de 100% do Proctor Intermediário. Na pista 08, considerou-se o custo de compactação dos 60cm da camada final na energia de 100% do Proctor Normal. No caso da camada final de aterro em rocha, foram considerados os custos de compactação do material e da execução de uma camada de regularização com brita sobre a plataforma compactada. Essa camada, além de regularizar a

superfície do aterro, promove o fechamento da mesma, impedido a perda de finos quando da execução das camadas de base e sub-base sobre a mesma.

No cálculo dos quantitativos, não foram considerados os custos de escavação, carga e transporte do solo e da rocha. Isto porque todo o material utilizado na construção dos aterros foi proveniente de cortes da própria rodovia, isto é, as operações de escavação e carga eram obrigatórias para que a rodovia atingisse a geometria desejada. Quanto à distância de transporte, a análise do relatório *As Built* da rodovia mostrou uma distância média de transporte da ordem de 700 metros, tanto para solo quanto para rocha, e que os cortes em rocha encontravam-se bem distribuídos ao longo do trecho. Em razão disso, esses custos foram desconsiderados na análise. Em situações nas quais o material utilizado na camada final de terraplenagem é proveniente de jazidas, alargamentos de cortes ou caixas de empréstimo, ou quando a distância média de transporte for diferenciada para solo ou rocha, deverão ser considerados estes custos, visto que uma escavação em rocha é significativamente mais onerosa do que a escavação em solo. No relatório *As Built* da obra, o custo de escavação, carga e transporte de solo para uma distância média de cerca de 700 metros foi de 5,17R\$/m<sup>3</sup>, enquanto que o custo de escavação, carga e transporte da rocha foi de 19,87R\$/m<sup>3</sup>, ou seja, cerca de quatro vezes maior. A camada final em rocha só é competitiva caso hajam cortes em rocha distribuídos ao longo do trecho projetado.

As tabelas 3.7 e 3.8 apresentam, de forma detalhada, os custos de construção calculados para cada pista experimental.



Tabela 3.8 – Custos de construção das pistas 05, 06, 07 e 08.

Serviço	Extensão (m)	Largura (m)	Área (m²)	Espessura (m)	Volume (m³)	Taxa/dens.	Peso (t)	Unidade	Preço unit. R\$	Preço total R\$
<b>Pista 05</b>										
- camada de macadame seco	1.000,00	7,00	7.000,00	0,16	1.120,00			m³	31,03	34.753,60
- imprimação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,18	1.260,00
- pintura de ligação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,12	840,00
- CAUQ	1.000,00	7,00	7.000,00	0,07	490,00	2,5	1.225,00	Ton	62,59	76.672,75
- aquisição CAP20						0,06	73,50	Ton	1.107,43	81.396,11
- aquisição CM-30						0,0012	8,40	Ton	1.496,89	12.573,88
- aquisição RR-2C						0,0005	3,50	Ton	1.053,40	3.686,90
<b>Total pavimentação</b>										<b>211.183,23</b>
- compactação de aterro em rocha	1.000,00	7,00	7.000,00	0,60	4.200,00			m³	0,95	3.990,00
- fom. espalh. de brita p/ reg. De superfície em rocha	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	2,65	18.550,00
<b>Total terraplenagem</b>										<b>22.540,00</b>
<b>Pavimentação + terraplenagem</b>										<b>233.723,23</b>
<b>Pista 06</b>										
- camada de brita graduada	1.000,00	7,00	7.000,00	0,16	1.120,00			m³	42,46	47.555,20
- imprimação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,18	1.260,00
- pintura de ligação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,12	840,00
- CAUQ	1.000,00	7,00	7.000,00	0,05	350,00	2,5	875,00	Ton	62,59	54.766,25
- aquisição CAP20						0,06	52,50	Ton	1.107,43	58.140,08
- aquisição CM-30						0,0012	8,40	Ton	1.496,89	12.573,88
- aquisição RR-2C						0,0005	3,50	Ton	1.053,40	3.686,90
<b>Total pavimentação</b>										<b>178.822,30</b>
- compactação de aterro em rocha	1.000,00	7,00	7.000,00	0,60	4.200,00			m³	0,95	3.990,00
- fom. espalh. de brita p/ reg. De superfície em rocha	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	2,65	18.550,00
<b>Total terraplenagem</b>										<b>22.540,00</b>
<b>Pavimentação + terraplenagem</b>										<b>201.362,30</b>
<b>Pista 07</b>										
- camada de macadame seco	1.000,00	7,00	7.000,00	0,16	1.120,00			m³	31,03	34.753,60
- camada de brita graduada	1.000,00	7,00	7.000,00	0,15	1.050,00			m³	42,46	44.583,00
- imprimação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,18	1.260,00
- pintura de ligação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,12	840,00
- CAUQ	1.000,00	7,00	7.000,00	0,05	350,00	2,5	875,00	Ton	62,59	54.766,25
- aquisição CAP20						0,06	52,50	Ton	1.107,43	58.140,08
- aquisição CM-30						0,0012	8,40	Ton	1.496,89	12.573,88
- aquisição RR-2C						0,0005	3,50	Ton	1.053,40	3.686,90
<b>Total pavimentação</b>										<b>210.603,70</b>
- compactação de aterro em rocha	1.000,00	7,00	7.000,00	0,60	4.200,00			m³	0,95	3.990,00
- fom. espalh. de brita p/ reg. De superfície em rocha	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	2,65	18.550,00
<b>Total terraplenagem</b>										<b>22.540,00</b>
<b>Pavimentação + terraplenagem</b>										<b>233.143,70</b>
<b>Pista 08</b>										
- regularização do subleito – 100%PN	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,78	5.460,00
- camada de macadame seco	1.000,00	7,00	7.000,00	0,16	1.120,00			m³	31,03	34.753,60
- camada de brita graduada	1.000,00	7,00	7.000,00	0,15	1.050,00			m³	42,46	44.583,00
- imprimação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,18	1.260,00
- pintura de ligação	1.000,00	7,00	7.000,00					m²	0,12	840,00
- CAUQ	1.000,00	7,00	7.000,00	0,05	350,00	2,5	875,00	Ton	62,59	54.766,25
- aquisição CAP20						0,06	52,50	Ton	1.107,43	58.140,08
- aquisição CM-30						0,0012	8,40	Ton	1.496,89	12.573,88
- aquisição RR-2C						0,0005	3,50	Ton	1.053,40	3.686,90
<b>Total pavimentação</b>										<b>216.063,70</b>
- compactação aterro 100% PN	1.000,00	7,00	7.000,00	0,60	4.200,00			m³	1,97	8.274,00
<b>Total terraplenagem</b>										<b>8.274,00</b>
<b>Pavimentação + terraplenagem</b>										<b>224.337,70</b>

Na tabela 3.9 é apresentada uma tabela-resumo contendo o custo total para cada alternativa estudada (somatório dos custos de terraplenagem e pavimentação). Também é apresentado, para cada alternativa, a diferença de custos em relação a estrutura original de projeto (pista 08).

Tabela 3.9– Resumo dos custos de construção para cada pista experimental, numa extensão de 1.000 metros e plataforma de 7 metros de largura.

<b>Pista</b>	<b>Total (R\$)</b>	<b>Posição</b>	<b>Benefício em relação ao projetado (R\$)</b>	<b>Benefício em relação ao projetado (%)</b>
Pista 01	204.015,30	3°	20.322,40	9%
Pista 02	237.289,03	8°	-12.951,33	-6%
Pista 03	208.128,50	4°	16.209,20	7%
Pista 04	200.449,50	1°	23.888,20	11%
Pista 05	233.723,23	7°	-9.385,53	-4%
Pista 06	201.362,30	2°	22.975,40	10%
Pista 07	233.143,70	6°	-8.806,00	-4%
Pista 08	224.337,70	5°	0,00	0%

Verifica-se da tabela 3.9 que a alternativa de estrutura de pavimento que se mostrou mais econômica é aquela adotada na pista 04, que apresentou um custo cerca de 11% inferior ao da estrutura de pavimento da pista de controle 08. A alternativa de pavimentação mais onerosa é a da pista 02, que é cerca de 6% mais cara do que a pista 08.

As pistas 01, 03, 04 e 06 apresentaram custos de implantação inferiores àquele obtido na pista 08. Já as pistas 02, 05 e 07 conduziram a custos mais elevados. Ao analisar a tabela 3.10 fica claro o porquê dos custos mais altos nessas três pistas. Nas pistas 02 e 05, a base de macadame seco foi regularizada com uma camada de massa fina de concreto asfáltico de 2cm de espessura. O elevado preço do concreto asfáltico acabou por tornar essa camada mais cara do que a brita graduada, que é a estrutura de projeto. Já no caso da pista 07, a estrutura de pavimento é exatamente a mesma adotada na pista 08, sendo que a diferença está no custo da terraplenagem. Embora o custo da compactação do aterro em rocha seja inferior ao custo de compactação de solo na energia de 100% do Proctor Normal, a regularização da superfície de rocha com brita acabou por tornar o custo de execução desta camada muito mais alto.

Tabela 3.10– Comparação dos custos das camadas de base e subleito.

<b>Camada</b>	<b>Custo (R\$)</b>	<b>Benefício em relação ao projetado (R\$)</b>	<b>Benefício em relação ao projetado (%)</b>
Macadame Seco + CSTC	55.330,80	4.113,20	7%
Macadame Seco + Massa fina CAUQ	65.348,50	-5.904,50	-10%
Brita Graduada (alternativa de projeto)	59.444,00	0,00	0%
Camada final em solo 40cm PN + 20cm PI	10.756,20	-2.482,20	-30%
Camada final de aterro em rocha + Regularização com brita	22.540,00	-14.266,00	-172%
Camada final em solo 60cm PN (alternativa de projeto)	8.274,00	0,00	0%



### 3.3 ETAPA 3 – CONSTRUÇÃO E CONTROLE TECNOLÓGICO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

A execução das pistas experimentais foi feita de acordo com as Especificações de Serviço do DEINFRA, a saber:

- Camada final de terraplenagem: especificação DER-SC-ES-T-05/92;
- Regularização do subleito: especificação DER-SC-ES-P-01/92;
- Sub-base de macadame seco (**pista nº 07**): executada seguindo a especificação DER-SC-ES-P-03/92;
- Base de macadame seco: especificação do macadame seco DER-SC-ES-P-03/92;
- Regularização de 2,0cm em massa fina de CAUQ : especificação DER-SC-ES-P-05/92;
- Regularização de 4,0cm de brita graduada faixa CSTC (crushed surfacing top course) (**pistas nº 01 e 04**): especificação do Departamento de Estradas do Estado de Washington (*Standard Specifications for Road, Bridge and Municipal Construction*, 2006, WsDOT);
- Base de brita graduada seguindo a especificação DER-SC-ES-P-02/92; e,
- Revestimento em CAUQ: especificação DER-SC-ES-P-05/92.

Nas pistas 01, 02 e 03, de subleito argiloso, fez-se o controle tecnológico tradicional exigido pelas Especificações de Serviço do DEINFRA, que consiste na coleta de amostras de solo e realização dos ensaios de CBR, expansão, massa específica aparente seca e teor de umidade *in situ*. Também foram coletadas amostras de solo do subleito das pistas 01, 02 e 03 para a realização de ensaios triaxiais dinâmicos executados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Os corpos-de-prova foram ensaiados nas energias de Proctor normal e intermediário, conforme o método de ensaio DNER-ME-131/94.

Foi coletada também uma amostra de brita graduada para a realização de ensaios triaxiais dinâmicos, executados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, conforme o método de ensaio DNER-ME-131/94. O objetivo do ensaio era determinar o comportamento resiliente da brita graduada e comparar os valores de laboratório com os módulos obtidos da retroanálise de bacias deflectométricas medidas em campo.

Em cada pista, foram coletados, por meio de sondagem rotativa, quatro corpos-de-prova de concreto asfáltico, como ilustrado pela figura 3.7. Os corpos-de-prova foram submetidos ao ensaio de compressão diametral dinâmico, realizados na Universidade Federal do Rio Grande

do Sul, de acordo com o método de ensaio DNER-ME-133/94. Pôde-se então determinar o valor do módulo resiliente do concreto asfáltico executado.



Figura 3.7– Execução de sondagem rotativa para coleta de corpos de prova.

Realizou-se o controle deflectométrico com viga Benkelman durante todo o processo construtivo da rodovia. Foi feito o levantamento de bacias deflectométricas em todas as pistas experimentais e em todas as camadas, inclusive a camada final de terraplenagem. As bacias foram medidas a cada 20m, na posição correspondente à trilha de roda externa, nas duas faixas de tráfego.

As bacias deflectométricas foram utilizadas para a estimativa dos módulos de elasticidade médios das camada executadas, por meio de técnicas de retroanálise. Com isso, pôde-se acompanhar a evolução do comportamento mecânico da estrutura durante o processo construtivo. A Figura 3.8 mostra a medida da bacia deflectométrica sobre a camada de macadame seco.



Figura 3.8 – Medição de deflexão com viga Benkelman em macadame seco.

### **3.4 ETAPA 4 – AVALIAÇÃO APÓS A CONSTRUÇÃO**

Finalizada a execução das pistas experimentais, fez-se o levantamento deflectométrico com o emprego de viga Benkelman. Foram medidas bacias deflectométricas a cada 20m, as quais foram utilizadas na estimativa dos módulos de resiliência dos materiais empregados.

Os valores modulares obtidos com a retroanálise foram comparados com os resultados obtidos dos ensaios triaxiais cíclicos. A comparação permite avaliar o grau de acurácia da retroanálise e a correspondência campo x laboratório.

Em adição ao controle deflectométrico realizado com viga Benkelman, realizou-se o levantamento das deflexões com o FWD (Falling Weight Deflectometer). O levantamento foi realizado em maio de 2005 pela empresa ENGEFOTO, com o modelo KUAB 2m50 de procedência sueca, fabricado em 1995.

Foi também realizado o levantamento da irregularidade longitudinal e do afundamento plástico em trilhas de roda, executado com o Perfilômetro Laser CiberMétrica (CiberLaser),

conforme indicado na Figura 3.9. Trata-se de um sistema de medição do perfil longitudinal e transversal do pavimento realizado com auxílio de medidores de distância sem contato (a laser), medidores de aceleração vertical do veículo (acelerômetros), de sistema preciso de medição de deslocamento/velocidade, gerenciados por um sistema microprocessado que coordena a aquisição dos dados e os envia a um computador portátil, em tempo real. O objetivo deste ensaio foi quantificar a irregularidade das diferentes pistas experimentais no ano de abertura ao tráfego, notadamente as executadas com macadame seco.



Figura 3.9 – Veículo utilizado na medição da irregularidade longitudinal.

### **3.5 ETAPA 5 – AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO APÓS A ABERTURA AO TRÁFEGO**

Finalizada a construção e com a abertura ao tráfego, toda rodovia passa por um estágio denominado de fase de consolidação. Durante esse período, a ação do tráfego provoca uma pós-compactação nos materiais do pavimento, o que aumenta a rigidez da estrutura e reduz o nível deflectométrico. Os levantamentos efetuados após a abertura ao tráfego objetivam acompanhar a evolução do comportamento estrutural das pistas experimentais por meio de levantamentos deflectométricos e de irregularidade. Para tanto, foram medidas bacias deflectométricas a cada 20 metros, com o emprego da viga Benkelman. As bacias foram medidas a 1, 6, 18 e 27 meses após a abertura ao tráfego. O período analisado nesta dissertação corresponde aos dois primeiros anos de avaliação do comportamento das pistas. Também foi realizada nova campanha de medição da irregularidade longitudinal (IRI) e do

afundamento de trilhas de roda após 2 anos da abertura ao tráfego.

### **3.6 ETAPA 6 – ANÁLISE MECANÍSTICA DAS PISTAS**

Com os resultados obtidos dos ensaios laboratoriais de caracterização do comportamento resiliente dos materiais empregadas na construção das pistas experimentais e com os resultados do controle deflectométrico de campo, pode-se avaliar o desempenho estrutural das pistas executadas.

Através da aplicação de modelos de comportamento, pode-se estimar qual a probabilidade das pistas experimentais executadas de atender ao tráfego para o qual foram dimensionadas.

As simulações computacionais foram feitas com o uso do programa KenLayer. Para tanto, são necessárias as seguintes informações:

- Espessura das camadas de pavimento;
- Módulo de elasticidade ou modelos resilientes das camadas de pavimento;
- Coeficiente de Poisson dos materiais utilizados na construção das pistas experimentais; e,
- Configuração do carregamento aplicado sobre a estrutura de pavimento.

A espessura das camadas de pavimento das pistas experimentais são estabelecidas em projeto. Os módulos de elasticidade ou modelos resilientes das camadas de pavimento são determinados pelos ensaios de laboratório ou estimados por meio de retroanálise de bacias deflectométricas medidas em campo.

Quanto ao coeficiente de Poisson dos materiais utilizados, foram adotados os valores recomendados por MEDINA & MOTTA (2005), a saber:

- 0,30 para o concreto asfáltico usinado a quente;
- 0,35 para os materiais granulares (brita graduada, macadame seco e rocha detonada); e,
- 0,45 para o subleito de solo argiloso.

Quanto ao carregamento, adotou-se para as simulações o semi-eixo padrão de 40kN de roda dupla, com afastamento entre centros dos pneus de 32cm, raio de 10,8cm e pressão de contato de 560kPa. Adotou-se, ainda, um ângulo de atrito interno de 40° graus para todos os materiais granulares, valor este sugerido pelo próprio manual do programa.

## 4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE

#### 4.1.1 Caracterização do comportamento resiliente do solo do subleito

A camada final de terraplenagem das pistas 01, 02 e 03 foi executada com solo residual de basalto, cuja descrição tátil-visual é de uma argila siltosa avermelhada escura, laterítica, correspondente ao horizonte B. A camada foi compactada com a energia de Proctor normal, sendo a regularização feita com energia de Proctor intermediário. As amostras foram ensaiadas nas energias de Proctor normal e intermediário. Os dados necessários para a moldagem dos corpos-de-prova empregados nos ensaios triaxiais foi realizada com amostras coletadas nas referidas pistas e são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Dados utilizados na realização dos ensaios triaxiais de solo.

Amostra	Pista	Energia	Hót (%)	Densidade aparente máxima (kN/m <sup>3</sup> )	CBR (%)	Exp. (%)
01A	1	PN	33,9	13,40	12,5	0,9
01B	1	PI	30,6	14,48	18,5	0,4
02A	2	PN	37,2	13,13	12,8	0,2
02B	2	PI	35,9	14,14	21,0	0,1
03A	3	PN	36,7	13,26	11,5	0,5
03B	3	PI	34,2	14,04	22,5	0,1

Como esperado, as amostras ensaiadas apresentaram comportamento de solo fino coesivo, sendo adotado o modelo bi-linear para a caracterização resiliente. A Tabela 4.2 apresenta os coeficientes dos modelos obtidos para as amostras.

Tabela 4.2 – Coeficientes de resiliência do solo da camada final das pistas 01, 02 e 03.

Amostra	K <sub>1</sub> (kPa)	K <sub>2</sub> (kPa)	K <sub>3</sub>	K <sub>4</sub>
01A	53	80.940	820	-86
01B	54	79.835	846	-37
02A	62	89.786	835	-49
02B	36	122.405	1.076	-73
03A	54	81.820	930	-80
03B	55	104.625	545	-77

As Figuras 4.1 a 4.3 apresentam em forma gráfica os resultados obtidos dos ensaios. Verifica-se que, no caso da pista 1, as amostras apresentam um comportamento idêntico para baixos níveis de tensão desvio e que ocorre uma pequena melhora do comportamento com o aumento da tensão, indicando que não há vantagens na compactação com maior energia. Nas amostras coletadas nas pistas 2 e 3, verifica-se que a compactação na energia de Proctor intermediário provocou uma melhoria significativa no comportamento resiliente do solo, um indicativo das possíveis vantagens de uma compactação mais enérgica. Verifica-se ainda que todas as amostras ensaiadas apresentaram comportamento resiliente do tipo II, segundo a classificação adotada pelo DNIT (2006). De acordo com esse critério de classificação, esses solos apresentam comportamento regular quanto à resiliência como subleito e reforço de subleito. Ou seja, foi correta a hipótese adotada no dimensionamento das pistas, quando se considerou subleito tipo II quanto à resiliência para o dimensionamento das espessuras das camadas.

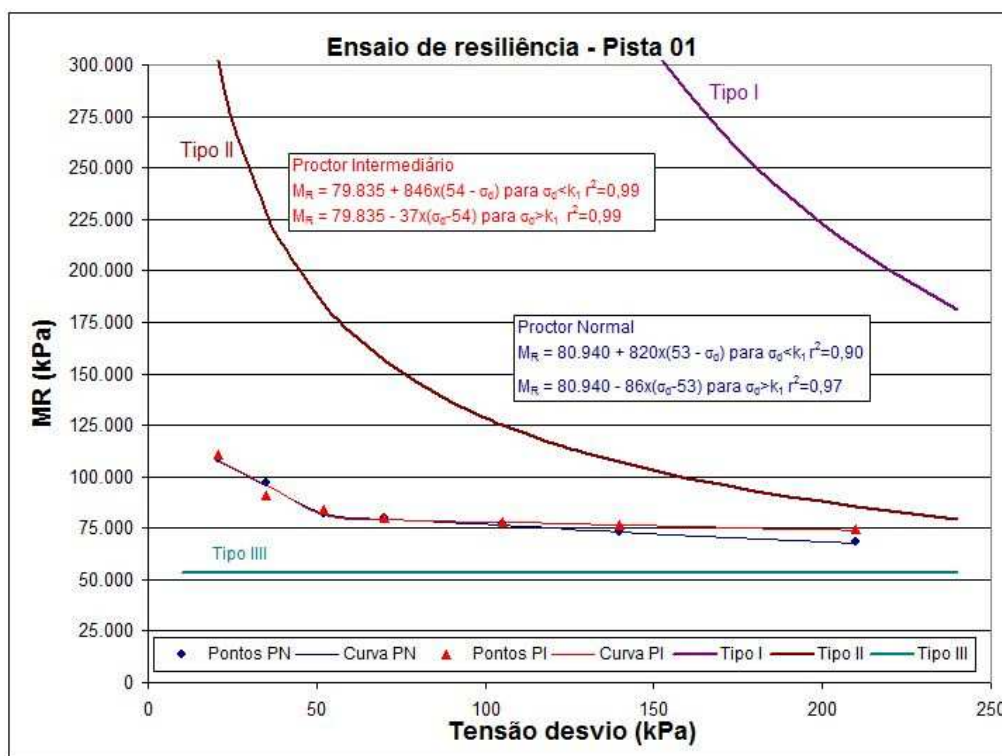


Figura 4.1 – Resultado do ensaio de resiliência com amostras de solo coletadas na camada final de terraplenagem da pista 01.



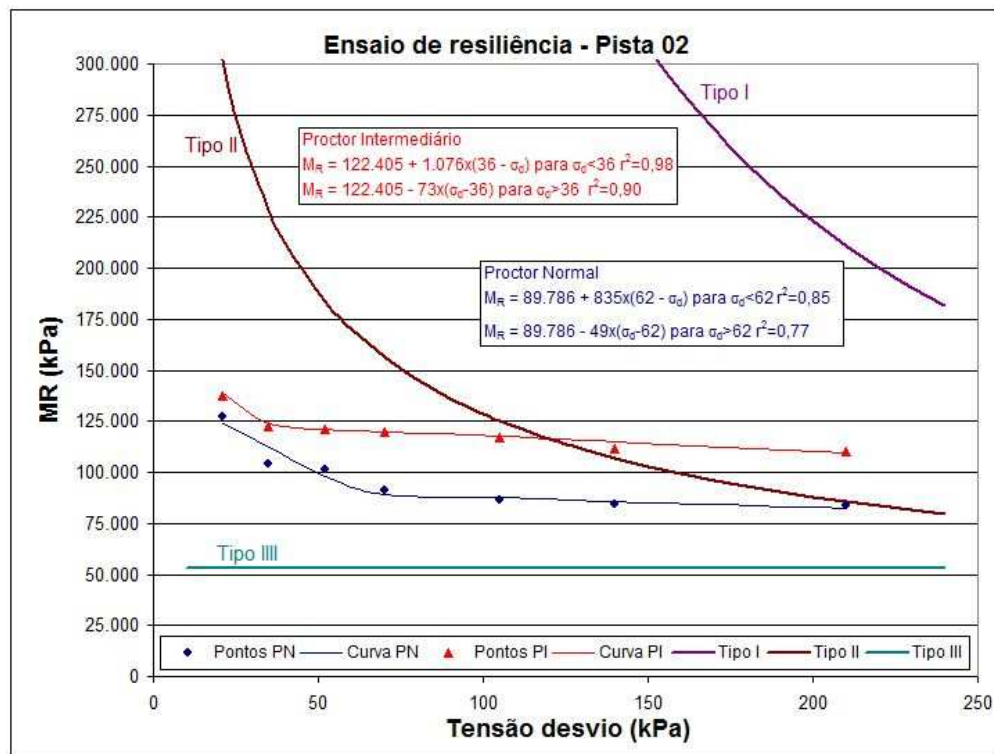


Figura 4.2 – Resultado do ensaio de resiliência com amostras de solo coletadas na camada final de terraplenagem da pista 02.

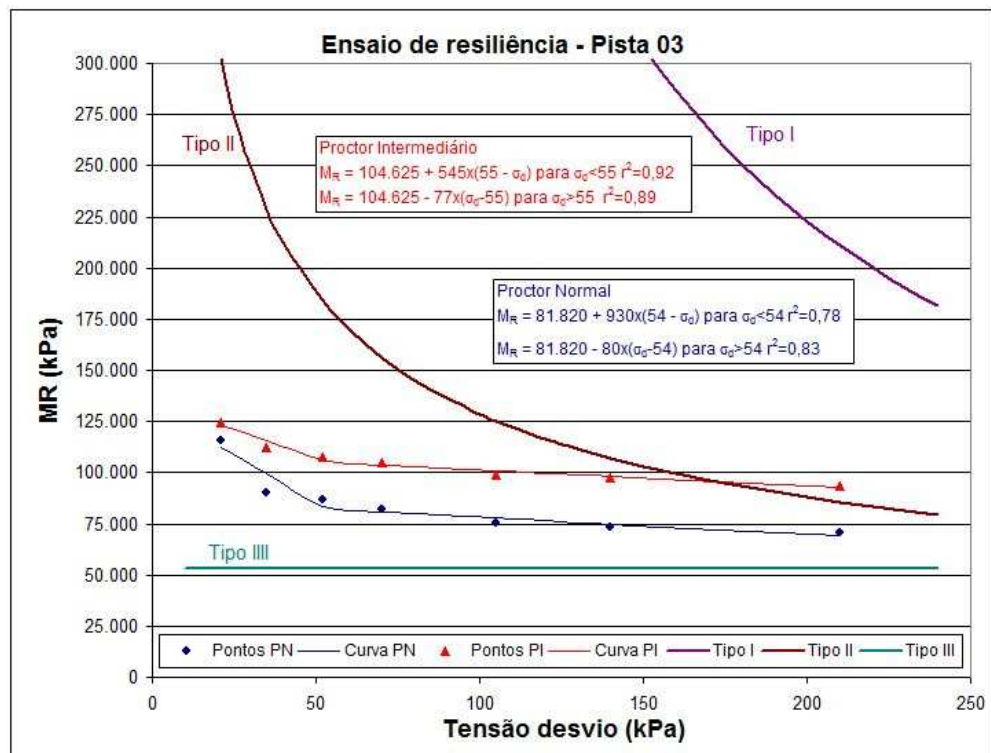


Figura 4.3 – Resultado do ensaio de resiliência com amostras de solo coletadas na camada final de terraplenagem da pista 03.



A Tabela 4.3 apresenta os resultados de ensaios de determinação do índice de suporte califórnia realizados com amostras de solo coletadas no subleito das pista 01, 02 e 03 quando da coleta de amostras para os ensaios triaxiais. Verifica-se que a compactação mais enérgica causa o aumento da capacidade de suporte do subleito, o aumento da massa específica aparente seca e a redução do teor de umidade ótima. Esses resultados são esperados visto que, com uma compactação mais enérgica, necessita-se de menos água (menor lubrificação das partículas) para que se atinja a máxima densificação do solo. Especificamente no caso do CBR, ocorrem aumentos bastantes significativos. Vê-se que na estaca 4+900, a compactação na energia de Proctor intermediário praticamente dobrou a capacidade de suporte do solo. No entanto, deve-se ressaltar que, como os resultados dos ensaios triaxiais demonstram, a compactação mais enérgica de fato melhora o comportamento resiliente do solo, mas não na mesma proporção em que ocorre o aumento do CBR, que chega a ser de 100%. Portanto, deve-se tomar especial cuidado ao se estabelecer correlações entre o CBR e o módulo de resiliência. Também pode-se observar que os valores de CBR obtidos no Proctor intermediário são bastante semelhantes ao CBR de projeto adotado de 17%.

Tabela 4.3 – Resultados de ensaios de compactação de amostras do subleito das pistas 01, 02 e 03, compactadas nas energias de Proctor normal e intermediário.

PISTA	ESTACA	ENERGIA	CBR (%)	EXP (%)	MASSA ESP. APAR. SECA (kN/m³)	Hót (%)
1	4+700	PN	14,8	0,29	13,70	37,2
	4+700	PI	18,5	0,36	14,48	30,6
	4+800	PN	12,5	0,88	13,42	33,9
	4+800	PI	19,8	0,43	14,22	36,8
	4+900	PN	16,3	0,26	13,22	35,8
	4+900	PI	31,3	0,58	14,12	33,8
2	6+240	PN	15,4	0,25	13,48	35,0
	6+240	PI	18,0	0,15	14,04	34,6
	6+240 LD	PI	21,0	0,13	14,14	35,9
	6+240 LE	PN	12,8	0,2	13,14	37,2
3	6+600	PN	11,5	0,48	13,26	36,7
	6+600	PI	22,5	0,12	14,04	34,2
	6+600 LD	PI	27,7	0,15	13,88	35,0

A Tabela 4.4 apresenta os resultados dos ensaios de amostras coletadas em campo após a execução da camada final de terraplenagem, como parte do controle tecnológico de campo. Esses resultados foram coletados do relatório *As Built* da obra. Obteve-se na pista 08 um CBR médio de 12,8%, bastante próximo ao CBR de projeto igual a 11% adotado para o segmento entre as estacas 0+000 e 18+000. A pista 01 apresentou valores de CBR semelhantes aos

observados na pista 08, enquanto que as pistas 02 e 03 apresentaram valores bem mais elevados, cerca de duas vezes maiores. É interessante observar que, na amostra coletada na pista 01, a compactação no Proctor intermediário pouco afetou o comportamento do solo, que apresentou CBR semelhante aos valores observados no Proctor normal. Esse resultado é semelhante ao que foi observado na amostra submetida ao ensaio triaxial dinâmico, que apresentou praticamente o mesmo comportamento resiliente para as duas energias de compactação.

Tabela 4.4 – Controle tecnológico de campo do subleito. (Relatório *As Built* da obra).

Pista	Estaca	Laboratório		Pista		CBR (%)	Expansão (%)
		Massa específica aparente seca (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade ótima (%)	Massa específica aparente seca (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade ótima (%)		
1	4+800	13,42	33,9	13,74	33,3	12,5	0,9
	4+900	13,42	33,9	13,81	35,1	12,5	0,9
2	6+220	14,14	35,9	14,03	34,7	21,0	0,1
	6+320	14,14	35,9	14,32	36,2	21,0	0,1
3	6+620	13,88	35,0	13,99	36,4	27,7	0,2
	6+700	13,88	35,0	13,77	36,0	27,7	0,2
8	10+000	13,13	36,9	13,24	38,7	13,7	0,2
	10+100	12,69	39,5	12,84	40,5	13,3	0,2
	10+200	13,10	37,6	13,11	39,2	12,7	0,5
	10+300	13,29	35,5	13,40	34,2	10,4	0,4
	10+400	12,85	34,4	12,88	33,0	14,7	0,1
	10+500	12,59	39,1	12,60	39,0	10,1	0,5
	10+600	12,51	39,9	12,54	38,8	14,7	0,2
	10+700	13,28	36,7	13,40	36,5	10,4	0,4
	10+800	13,04	39,2	13,15	36,5	16,3	0,2
	10+900	13,00	38,4	12,97	38,8	13,8	0,2
	11+000	13,13	35,7	13,31	36,4	10,2	0,6

#### 4.1.2 Caracterização do comportamento resiliente da brita graduada

Foi coletada uma amostra de brita graduada para a realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas. A amostra foi compactada com 75 golpes para atingir a máxima densificação, massa específica aparente máxima de 25,95kN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 6,5%. A caracterização do comportamento resiliente foi feita com dois modelos diferentes: o modelo de Hicks, no qual o módulo de resiliência é apresentado como função da tensão de confinamento  $\sigma_3$  e o modelo baseado no invariante de tensões  $\theta$ . A Figura 4.4 apresenta o modelo resiliente  $K-\sigma_3$ .

Já a Figura 4.5 apresenta em forma gráfica o modelo resiliente K-  $\theta$ . As equações obtidas apresentaram expoente  $k_2$  maior que 0,5, o que indica que o material é bastante influenciado pelo nível de tensões atuante. Ao contrário, materiais de  $k_1$  elevado e  $k_2$  baixo apresentam comportamento mais linear e são menos influenciados pelo nível de tensão aplicado. De acordo com o DNIT (2006), nesses casos, o comportamento resiliente é mais influenciado pela espessura da camada e da qualidade do subleito.

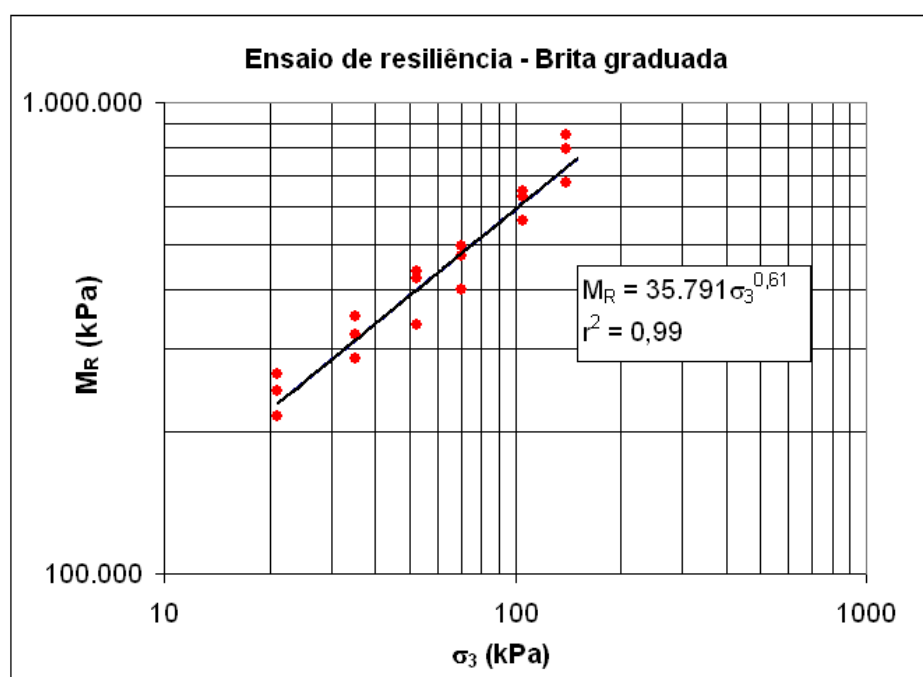


Figura 4.4 – Comportamento resiliente da brita graduada. Modelo K- $\sigma_3$ .

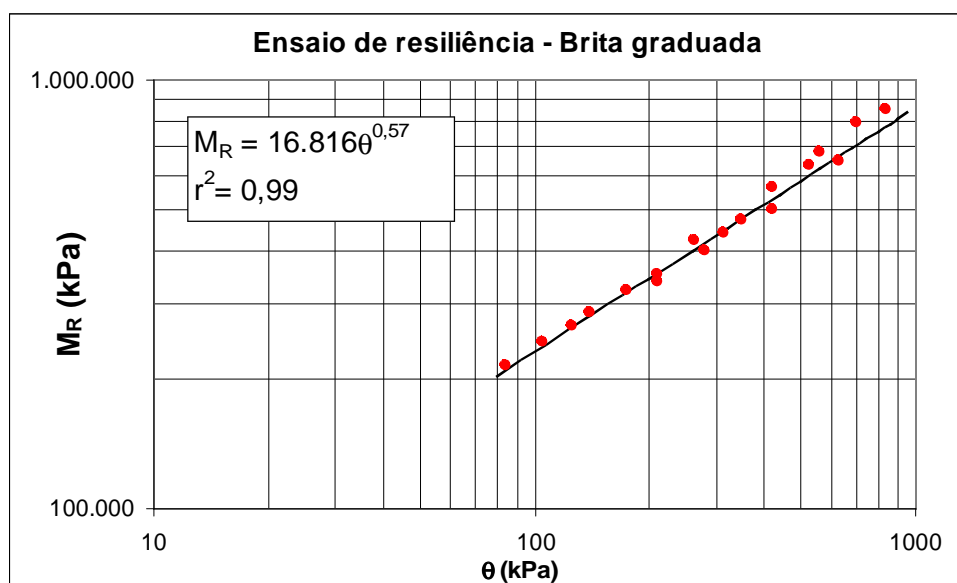


Figura 4.5 – Comportamento resiliente da brita graduada. Modelo K- $\theta$ .

### 4.1.3 Módulo de Resiliência do CAUQ

A determinação do módulo de resiliência da mistura de CAUQ utilizada no revestimento asfáltico das pistas experimentais foi feita através do ensaio de compressão diametral. Para tanto foram coletadas, por meio de sondagem rotativa, quatro amostras em cada pista, totalizando 28 amostras.

A Tabela 4.5 apresenta um quadro resumo contendo o valor modular médio e o desvio padrão obtido para cada pista. Verifica-se que os valores médios variaram de 3.995MPa, na pista 05, a 6.394MPa, na pista 04. O maior coeficiente de variação ocorreu na pista 02, igual a 40%.

Tabela 4.5 – Resultados obtidos com o ensaio de compressão diametral.

<b>Pista</b>	<b>Segmento</b>	<b>Valor modular médio do concreto asfáltico (MPa)</b>	<b>Desvio Padrão (MPa)</b>	<b>CV (%)</b>
1	4+740 – 4+940	4.124	965	23
2	6+180 – 6+380	6.325	2.507	40
3	6+580 – 6+710	5.523	416	8
4	8+020 – 8+220	6.394	1.270	20
5	7+780 – 7+980	3.995	1.164	29
6	7+540 – 7+740	5.159	1.272	25
7	8+260 – 8+460	4.429	336	8
<b>Média Geral</b>		<b>5.135</b>		

Os resultados individuais obtidos para cada amostra são apresentados na Tabela 4.6. Verifica-se que, de maneira geral, os valores modulares obtidos ficam no intervalo de 4.000 a 5.000MPa, sendo que nas amostras coletadas nas estacas 4+900, 6+360, 7+780, 7+820 obteve-se valores próximos a 3.000MPa. Já nas amostras 6+180, 6+220, 8+060 e 8+140, obteve-se valores modulares mais elevados, cerca de 8.000MPa. Afim de buscar uma explicação para esta variação modular, foram analisados os resultados de ensaios de determinação do grau de compactação de amostras coletadas com sonda rotativa das pistas. Esses dados foram obtidos do relatório *As Built* da obra e são transcritos na Tabela 4.7.

Tabela 4.6 – Módulos de resiliência do CAUQ obtidos através do ensaio de compressão diametral.

Pista	Estaca	Altura (cm)	M <sub>R</sub> (MPa)
<b>1</b>	4+740 LD	5,57	3.749
	4+780 LE	5,98	3.987
	4+820 LD	5,68	5.499
	4+900 LE	5,57	3.262
	<b>Média</b>	<b>5,7</b>	<b>4.124</b>
	<b>Desvio</b>	<b>0,19</b>	<b>965</b>
	<b>C.V (%)</b>	<b>3,40%</b>	<b>23,40%</b>
<b>2</b>	6+180 LD	5,66	7.849
	6+220 LE	5,83	8.737
	6+260 LD	5,64	5.574
	6+360 LD	5,92	3.140
	<b>Média</b>	<b>5,76</b>	<b>6.325</b>
	<b>Desvio</b>	<b>0,14</b>	<b>2.507</b>
	<b>C.V (%)</b>	<b>2,35%</b>	<b>39,63%</b>
<b>3</b>	6+600 LD	5,82	5.600
	6+620 LD	5,44	6.072
	6+640 LD	4,38	5.121
	6+660 LE	5,8	5.297
	<b>Média</b>	<b>5,36</b>	<b>5.523</b>
	<b>Desvio</b>	<b>0,68</b>	<b>416</b>
	<b>C.V (%)</b>	<b>12,62%</b>	<b>7,54%</b>
<b>4</b>	8+020 LD	5,17	6.596
	8+060 LE	5,48	7.211
	8+100 LD	5,91	4.541
	8+140 LE	5,35	7.227
	<b>Média</b>	<b>5,48</b>	<b>6.394</b>
	<b>Desvio</b>	<b>0,32</b>	<b>1.270</b>
	<b>C.V (%)</b>	<b>5,75%</b>	<b>19,86%</b>
<b>5</b>	7+780 LD	6,15	3.171
	7+820 LE	5,44	3.101
	7+860 LD	4,93	4.106
	7+900 LE	5,64	5.600
	<b>Média</b>	<b>5,54</b>	<b>3.995</b>
	<b>Desvio</b>	<b>0,5</b>	<b>1.164</b>
	<b>C.V (%)</b>	<b>9,11%</b>	<b>29,15%</b>
<b>6</b>	7+540 LD	5,98	5.702
	7+580 LD	5,68	3.820
	7+620 LD	5,57	4.451
	7+660 LE	5,66	6.663
	<b>Média</b>	<b>5,72</b>	<b>5.159</b>
	<b>Desvio</b>	<b>0,18</b>	<b>1.272</b>
	<b>C.V (%)</b>	<b>3,11%</b>	<b>24,65%</b>
<b>7</b>	8+260 LD	5,83	4.480
	8+300 LE	5,64	4.862
	8+340 LD	5,92	4.312
	8+380 LE	5,82	4.061
	<b>Média</b>	<b>5,8</b>	<b>4.429</b>
	<b>Desvio</b>	<b>0,12</b>	<b>336</b>
	<b>C.V (%)</b>	<b>2,02%</b>	<b>7,59%</b>

Tabela 4.7 – Espessura, massa específica aparente e grau de compactação de amostras de CAUQ coletadas nas pistas.

Pista	Localização	Lado	Esp. Média (cm)	MEAcampo (kN/m³)	G.C (%)
1	4+700	LD	5,36	25,68	98,54%
	4+800	Eixo	5,06	25,92	99,46%
	4+900	LE	5,56	26,01	99,81%
	<b>Média Pista 1</b>		<b>5,33</b>	<b>25,87</b>	<b>99,27%</b>
2	6+200	Eixo	7,95	25,31	97,12%
	6+300	LD	8,24	25,60	98,23%
	6+400	Eixo	6,36	25,86	99,23%
	<b>Média Pista 2</b>		<b>7,52</b>	<b>25,59</b>	<b>98,20%</b>
3	6+600	Eixo	5,23	25,58	98,16%
	6+700	LD	5,49	25,47	97,74%
	<b>Média Pista 3</b>		<b>5,36</b>	<b>25,53</b>	<b>97,95%</b>
4	8+100	LE	5,28	25,50	97,85%
	8+200	Eixo	5,29	25,62	98,31%
	<b>Média Pista 4</b>		<b>5,29</b>	<b>25,56</b>	<b>98,08%</b>
5	7+800	Eixo	5,33	25,50	97,85%
	7+900	LD	5,30	25,36	97,31%
	8+000	Eixo	5,29	25,62	98,31%
	<b>Média Pista 5</b>		<b>5,31</b>	<b>25,49</b>	<b>97,83%</b>
6	7+500	LD	5,34	25,45	97,66%
	7+600	Eixo	5,27	25,65	98,43%
	7+700	LE	5,31	25,74	98,77%
	<b>Média Pista 6</b>		<b>5,31</b>	<b>25,61</b>	<b>98,29%</b>
7	8+300	LD	5,3	25,46	97,70%
	8+400	Eixo	5,28	25,34	97,24%
	8+500	LE	5,37	25,53	97,97%
	<b>Média Pista 7</b>		<b>5,32</b>	<b>25,44</b>	<b>97,63%</b>
8	10+000	LE	5,41	25,47	97,74%
	10+100	EIXO	5,39	25,56	98,08%
	10+200	LD	5,33	25,71	98,66%
	10+300	EIXO	5,28	25,47	97,74%
	10+400	LE	5,26	25,43	97,58%
	10+500	LE	5,31	25,72	98,70%
	10+600	EIXO	6,68	25,72	98,70%
	10+700	LD	5,31	25,48	97,77%
	10+800	EIXO	5,35	25,49	97,81%
	10+900	LE	6,49	25,62	98,31%
	11+000	LD	5,64	25,60	98,23%
	<b>Média Pista 8</b>		<b>5,59</b>	<b>25,57</b>	<b>98,12%</b>

Obs: Massa específica aparente de projeto: 26,06kN/m³

Verifica-se da Tabela 4.6, que, para as amostras coletadas nas estacas 6+180 e 6+220, obteve-se valores modulares elevados, 7.849 e 8.737MPa, respectivamente. Da Tabela 4.7 constata-se que a amostra coletada na estaca 6+200 apresentou grau de compactação de 97,1%. Já as amostras 7+780 e 7+820, de acordo com a Tabela 4.6, apresentaram valores modulares mais baixos, da ordem de 3.000MPa, sendo que a amostra coletada na estaca 7+800 apresenta grau de compactação de 97,9%, conforme indica a Tabela 4.7. Já a amostra coletada na estaca 4+900 apresentou também um valor modular da ordem de 3.000MPa, sendo que o grau de compactação observado em outra amostra coletada na mesma estaca foi de 99,8%. Ao que parece, não há uma relação direta entre o grau de compactação da amostra e o módulo resiliente que possa justificar a variação de valores modulares observada nos ensaios de compressão diametral. A amplitude de valores modulares individuais observados pode ter ocorrido devido a outros fatores como, por exemplo, variações no processo de usinagem. Apesar de alguns valores individuais elevados, verifica-se que, de maneira geral, obteve-se um comportamento modular relativamente homogêneo, como pode-se concluir pela análise da Tabela 4.6. Vê-se que o coeficiente de variação do módulo resiliente obtido em cada pista é relativamente baixo, à exceção da pista 02, na qual obteve-se um coeficiente de variação elevado, de cerca de 40%.

#### **4.1.4 Influência da Energia de Compactação no comportamento da estrutura**

Os resultados dos ensaios triaxiais indicam que de fato a compactação na energia de Proctor intermediário provoca a melhoria no comportamento resiliente do solo. O que deve ser avaliado então é o impacto dessa melhoria do comportamento resiliente do subleito nos principais parâmetros utilizados na análise mecanística de um pavimento, isto é, a deformação de tração atuante na base do revestimento asfáltico, a deflexão e a deformação vertical atuante no topo do subleito.

Essa verificação foi realizada com o programa Kenlayer, que permite a consideração da não-linearidade dos materiais empregados em pavimentação. Para tanto, simularam-se estruturas de pavimento com base de brita graduada de 20cm de espessura e revestimento de concreto asfáltico usinado a quente, com espessura de 5cm. Adotou-se para a brita graduada o modelo de comportamento resiliente obtido no ensaio triaxial dinâmico, expresso pela equação:

$$M_R = 16.816 \cdot \theta^{0.57} \quad (\text{em kPa}) \quad (4.1)$$

Para o revestimento asfáltico, adotou-se o valor modular médio de 5.000MPa. A análise consistiu em simular a mesma estrutura de pavimento assente sobre subleitos de diferente comportamento resiliente. Foram consideradas três situações diferentes:

- Subleito compactado na energia de Proctor normal;
- Subleito compactado na energia de Proctor intermediário; e,
- Subleito compactado na energia de Proctor normal, com os últimos 20cm compactados na energia de Proctor intermediário.

Foram simuladas um total de 9 estruturas, utilizando-se para o subleito os modelos de comportamento resiliente obtidos nos ensaios triaxiais dinâmicos. Na análise com o Kenlayer, é necessário que o usuário forneça ao programa, para cada camada de comportamento não-linear, as coordenadas XYZ do ponto a ser utilizado para a determinação de um valor modular médio para a camada. No caso das camadas de base e sub-base, indica-se geralmente um ponto localizado no meio da camada e entre as cargas de roda. No caso do subleito, o próprio programa indica a utilização de um ponto localizado a 1 polegada (2,5cm) abaixo do topo da referida camada. No entanto, no caso das estruturas de pavimento com subleito misto (últimos 20cm compactados no Proctor intermediário), é necessário subdividir o subleito em duas camadas, uma de 20cm de espessura e outra semi-infinita. Para manter a coerência da análise, essa mesma divisão foi adotada em todas as estruturas simuladas. A Figura 4.6 apresenta a estrutura de pavimento simulada considerando-se os resultados de comportamento resiliente obtidos com as amostras de solo coletadas no subleito da pista 01.



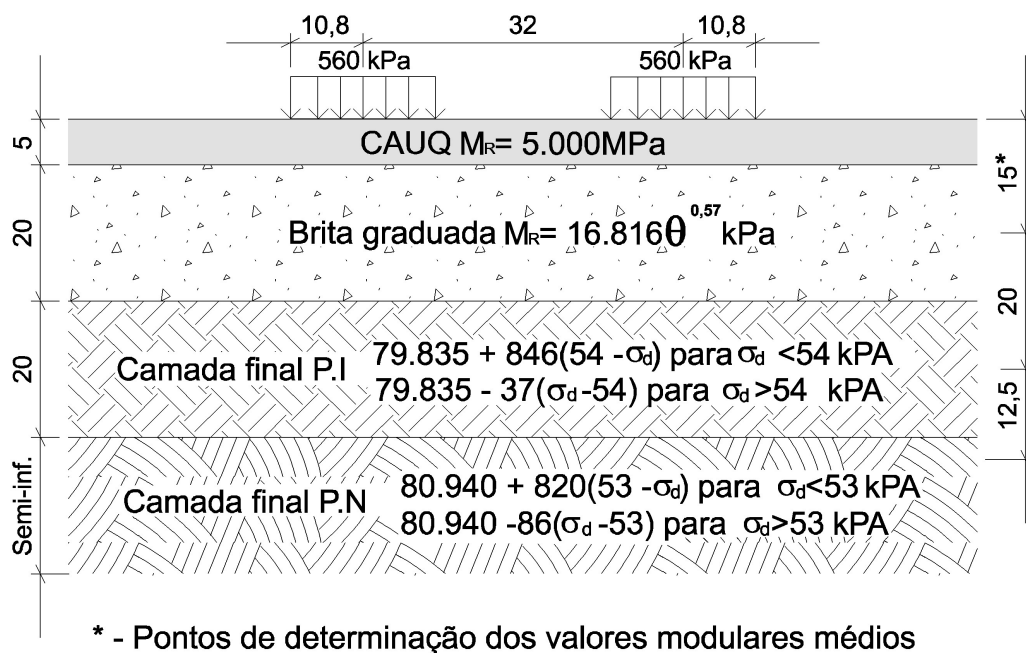


Figura 4.6 – Simulação de estrutura de pavimento assente sobre subleito argiloso. Amostra coletada na pista experimental 01 e compactada na energia de Proctor normal. Modelo 01 (PI<sub>20</sub>/PN). Medidas em centímetros.

Analisou-se o impacto da compactação do subleito na energia de Proctor intermediário na vida de fadiga do revestimento asfáltico. Para tanto, adotou-se a equação do Instituto do Asfalto, expressa pela seguinte equação:

$$N = 0,0796 \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,291} \cdot \left( \frac{1}{E} \right)^{0,854} \quad (4.2)$$

Onde:

N – número de repetições do eixo padrão de 80kN(AASHTO);

$\varepsilon_t$  – deformação de tração na base do revestimento asfáltico; e,

E – módulo do concreto asfáltico, em psi.

Analisou-se também o impacto da compactação do subleito no Proctor intermediário no processo de formação de trilhas-de roda devido a deformações permanentes no subleito. Para tanto, adotou-se a seguinte equação, estabelecida pela SHELL (Claessem, Edwards, Sommer, Uge) apud DNIT (2006a).

$$\varepsilon_v = 0,028 \cdot \left( \frac{1}{N} \right)^{0,25} \quad (4.3)$$

Onde:

N – número de repetições do eixo padrão de 8,2ton necessárias para causar uma trilha de roda de 20mm de profundidade (AASHTO);

$\varepsilon_v$  – deformação vertical atuando no topo do subleito.

A Tabela 4.8 apresenta os principais parâmetros obtidos nas simulações computacionais. Foram analisados os valores modulares médios da camada de base ( $M_{RBASE}$ ), dos 20cm superiores do subleito ( $M_{RSL20}$ ), subleito semi-infinito ( $M_{RSL}$ ), deflexão, deformação de tração atuante na base do revestimento asfáltico ( $\varepsilon_t$ ), deformação vertical de compressão atuante no topo do subleito ( $\varepsilon_v$ ), vida útil de fadiga ( $N_{Fadiga}$ ) e vida útil quanto a formação de trilhas-de-roda ( $N_{Trilha}$ ). Quanto à simbologia apresentada na primeira coluna, a sigla 01(PN) indica que se adotou para o subleito o modelo resiliente obtido da amostra coletada na pista “01”, compactada na energia de Proctor normal. Já a sigla 01 (PI) indica a utilização do modelo obtido com a amostra compactada na energia de Proctor intermediário (pista 01), enquanto que a sigla 01 PI<sub>20</sub>/PN indica que para os 20cm superiores do subleito adotou-se o modelo obtido para a energia de Proctor intermediário, enquanto que o restante do subleito (considerado semi-infinito) foi modelado com a equação obtida para a energia de Proctor normal.

Tabela 4.8 – Resultados obtidos com a análise computacional.

Modelo subleito	MR <sub>BG</sub> (MPa)	MR <sub>20SL</sub> (MPa)	MR <sub>SL</sub> (MPa)	Deflexão (0,01mm)	$\varepsilon_t$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\varepsilon_v$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\sigma_v$ (kPa)	N <sub>(fadiga)</sub>	N <sub>(trilha)</sub>
01 (PN)	312	83	92	57	246	777	75,927	5,93x10 <sup>5</sup>	1,68x10 <sup>6</sup>
01 (PI <sub>20</sub> /PN)	312	83	92	57	246	778	75,898	5,92x10 <sup>5</sup>	1,67x10 <sup>6</sup>
01 (PI)	312	83	93	57	246	778	75,915	5,92x10 <sup>5</sup>	1,67x10 <sup>6</sup>
02 (PN)	318	97	107	52	241	708	80,407	6,33x10 <sup>5</sup>	2,44x10 <sup>6</sup>
02 (PI <sub>20</sub> /PN)	325	124	108	49	234	608	83,832	7,04x10 <sup>5</sup>	4,51x10 <sup>6</sup>
02 (PI)	327	124	122	47	233	606	85,916	7,10x10 <sup>5</sup>	4,57x10 <sup>6</sup>
03 (PN)	313	85	95	56	245	768	76,709	5,98x10 <sup>5</sup>	1,77x10 <sup>6</sup>
03 (PI <sub>20</sub> /PN)	318	104	95	52	240	679	79,617	6,47x10 <sup>5</sup>	2,89x10 <sup>6</sup>
03 (PI)	320	105	112	49	239	675	82,132	6,55x10 <sup>5</sup>	2,96x10 <sup>6</sup>

A análise dos modelos 01(PN), 01(PI) e 01(PI<sub>20</sub>/PN) indica que, com no caso das amostras de solo coletadas na pista 01, a compactação no Proctor intermediário não trouxe benefício algum ao desempenho estrutural da estrutura de pavimento. Observando-se os gráficos das Figuras 4.1 e 4.2, verifica-se que, de fato, para baixos níveis de tensão, o comportamento modular das amostras coletadas na pista 01 e ensaiadas nas energias PN e PI são praticamente idênticos.

As simulações com os modelos obtidos de amostras de solo de subleito coletadas nas pistas 02 e 03 apresentaram resultados semelhantes e distintos daqueles obtidos nas simulações previamente discutidas. Quanto aos modelos 02(PN), 02(PI), e 02(PI<sub>20</sub>/PN), verifica-se que a compactação do subleito na energia de Proctor intermediário de fato melhorou a resposta dos indicadores de desempenho do pavimento. Como esperado, as camadas compactadas na energia de Proctor intermediário apresentaram valores modulares médios superiores àqueles obtidos nas camadas compactadas no Proctor normal. O melhor desempenho do subleito refletiu-se nos valores modulares médios obtidos na camada de base de brita graduada, causando um pequeno incremento do mesmo. Com o subleito compactado na energia de Proctor normal [modelo 02(PN)], obteve-se para a camada de base um valor modular médio de 318MPa. Com os 20cm superiores compactados na energia de Proctor intermediário [modelo 02(PI<sub>20</sub>/PN)], a camada de base apresentou um valor modular médio superior, de 325MPa. Na hipótese de todo o subleito compactado no Proctor intermediário [modelo 02(PI)], o valor modular médio da base pouco se altera em relação ao valor obtido com o modelo 02(PI<sub>20</sub>/PN), igual a 327MPa. Esse aumento no valor modular da brita graduada ocorreu devido ao aumento do módulo da camada subjacente. Sabe-se que, quanto mais rígido o subleito, melhor o comportamento da camada superior, pois é menor a flexão da camada de base e, conseqüentemente, maior a seção submetida a esforços de compressão causados pelo carregamento externo. No entanto, o aumento do valor modular da camada de base foi reduzido, pouco superior a 2%.

Quanto à deformação de tração  $\epsilon_t$ , responsável pela fadiga do revestimento asfáltico, a compactação no Proctor intermediário pouco alterou esse indicador. Nas simulações realizadas com o modelo 02, observa-se que a variação no parâmetro  $\epsilon_t$  foi da ordem de 3%. No entanto, pequenas variações em  $\epsilon_t$  podem causar variações significativas na vida de fadiga do revestimento asfáltico, devido ao fato de as equações de fadiga serem do tipo exponencial.

Comparando o número  $N$  obtido com o modelo 02(PN) e o modelo 02(PI<sub>20</sub>/PN), observa-se um aumento na vida de fadiga da ordem de 10%. A vida de fadiga obtida para o modelo 02(PI<sub>20</sub>/PN) e o modelo 02(PI) é praticamente a mesma, com uma diferença inferior a 1%.

A análise da deformação vertical de compressão  $\epsilon_v$  mostra que, com a compactação do subleito na energia do Proctor intermediário, ocorre uma redução expressiva desse parâmetro, o que se reflete em uma menor probabilidade de formação de trilhas-de-roda devido a deformações excessivas do subleito. No caso dos modelos tipo 02, a compactação no Proctor intermediário causou uma redução de cerca de 15% em  $\epsilon_v$ , o que aumentou o número  $N$  em cerca de 80%. Como observado na vida de fadiga, a vida útil quanto a afundamentos de trilhas-de-roda é praticamente a mesma para os modelos 02(PI<sub>20</sub>/PN) e 02(PI), com uma diferença de 2,5%.

Portanto, pode-se concluir que a compactação na energia de Proctor intermediário melhorou o comportamento à fadiga da estrutura do pavimento e, de maneira mais expressiva, o comportamento quanto às deformações excessivas do subleito, que conduzem a formação de afundamentos de trilhas-de-roda. Verifica-se também que não há diferenças significativas quanto ao comportamento de estruturas de pavimento assentes sobre um subleito compactado na energia de Proctor normal com últimos 20cm compactados na camada de Proctor intermediário ou uma estrutura de pavimento assente sobre um subleito compactado inteiramente na energia de Proctor intermediário. Dessa feita, dado o custo mais elevado da compactação no Proctor intermediário, torna-se mais interessante a compactação apenas da última camada do subleito nessa energia.

## **4.2 CONTROLE DEFLECTOMÉTRICO DURANTE O PROCESSO CONSTRUTIVO**

### **4.2.1 Apresentação dos resultados**

A partir dos resultados obtidos no controle deflectométrico com viga Benkelman adotado durante o processo construtivo, foram traçados os perfis deflectométricos longitudinais das pistas experimentais. As Figuras 4.7 a 4.14 apresentam os perfis traçados.

A análise dos perfis deflectométricos mostra que, nas pistas executadas sobre solo argiloso, as deflexões apresentam maior uniformidade. Vê-se claramente que a execução das camadas posteriores causa a redução do nível deflectométrico, não ocorrendo sobreposição de perfis. Já nas pistas 04, 05, 06 e 07, de subleito em rocha detonada, observa-se que o comportamento deflectométrico é muito mais irregular, sendo que, em diversas estacas, os perfis das diferentes camadas constituintes do pavimento se cruzam. Além da elevada irregularidade apresentada por uma superfície de rocha detonada, deve-se considerar que esse tipo de subleito apresenta um comportamento estrutural semelhante ao apresentado pelo macadame seco e pela brita graduada. São materiais que apresentam valores modulares similares. Portanto, a adição de novas camadas não causa um deslocamento do perfil deflectométrico tão significativo como no caso de subleito de solos coesivos. Mais adiante, será apresentada uma análise mais detalhada desse comportamento.

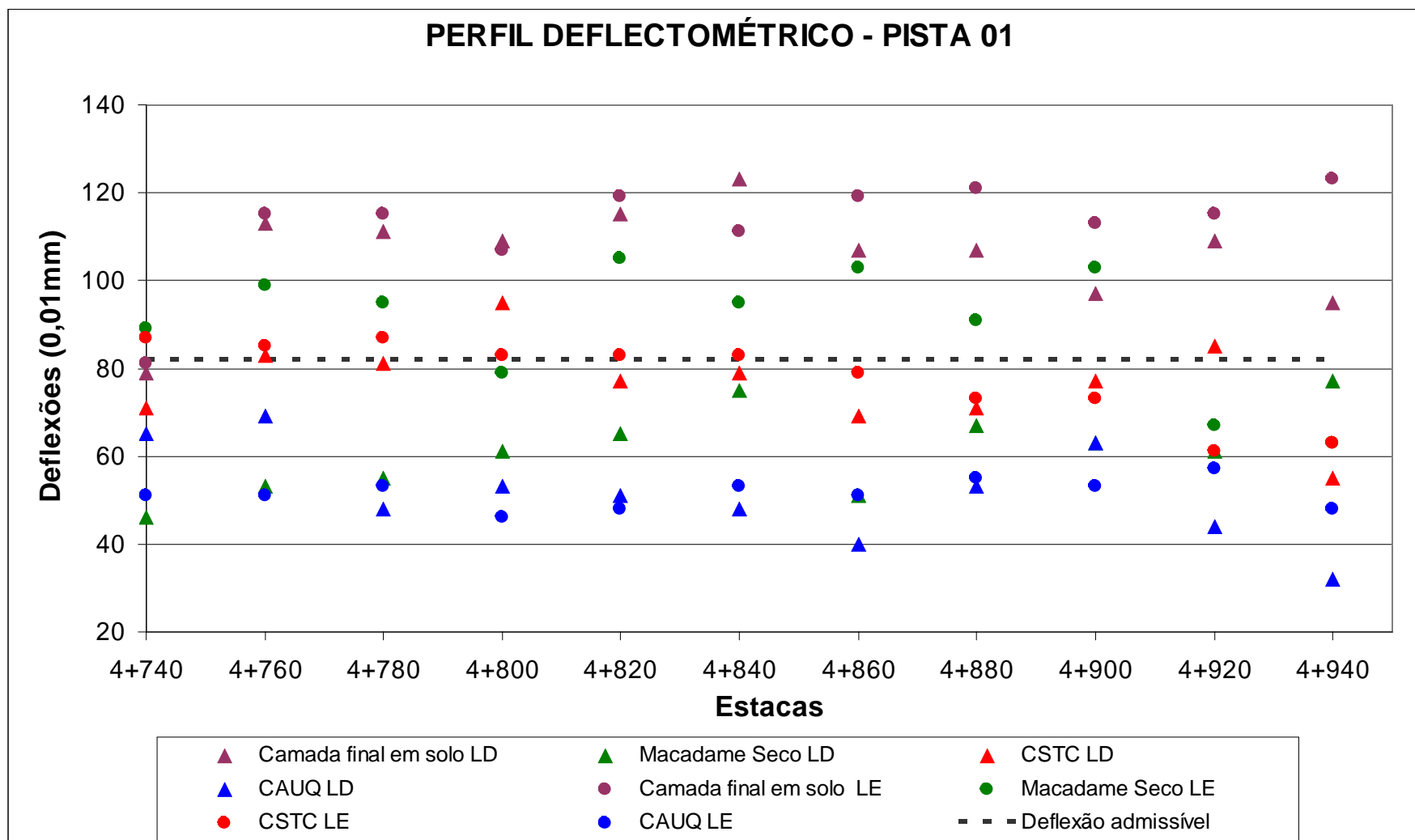


Figura 4.7 – Perfil deflectométrico da pista 01.

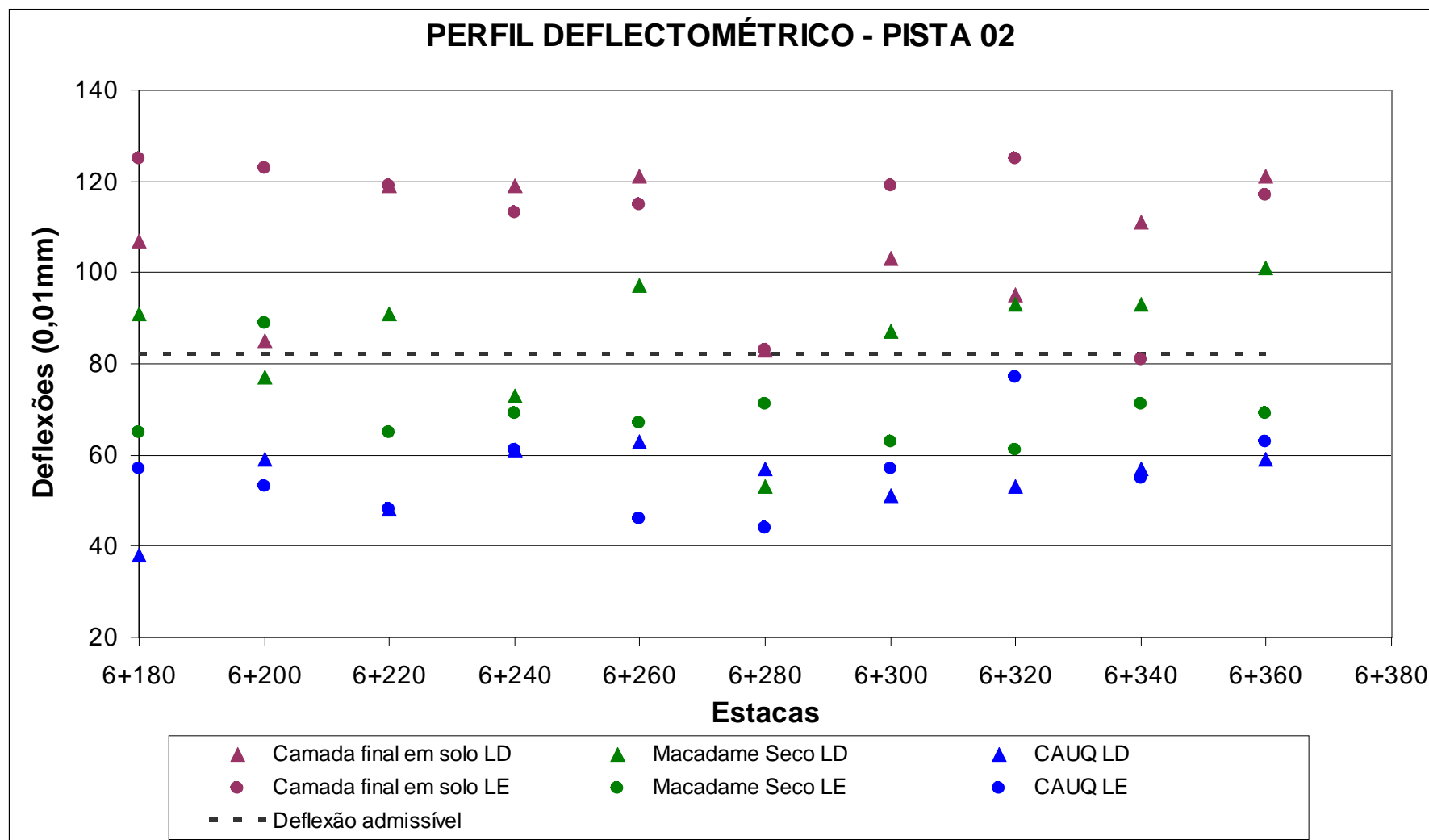


Figura 4.8 – Perfil deflectométrico da pista 02.

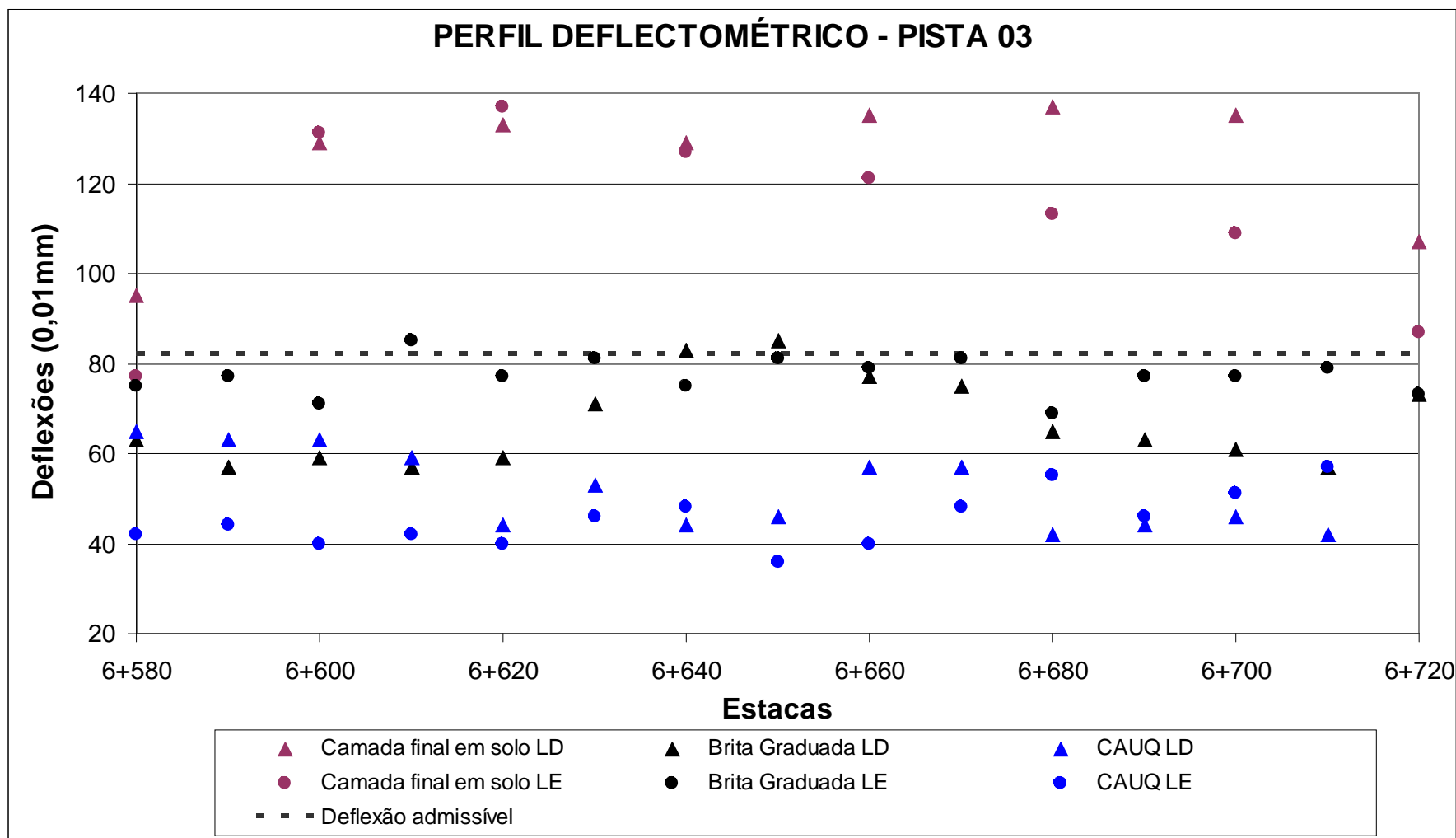


Figura 4.9 – Perfil deflectométrico da pista 03.



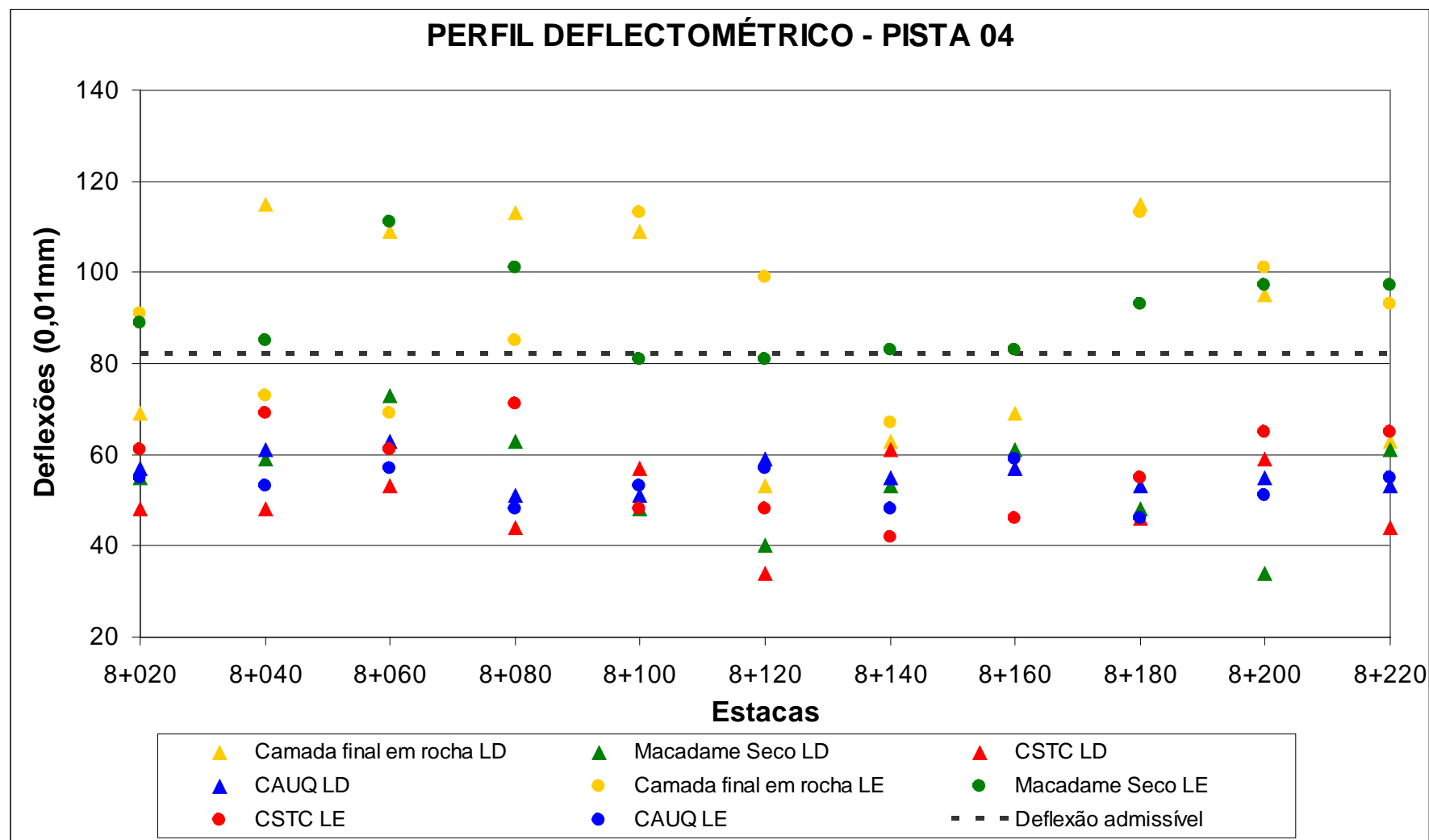


Figura 4.10 – Perfil deflectométrico da pista 04.

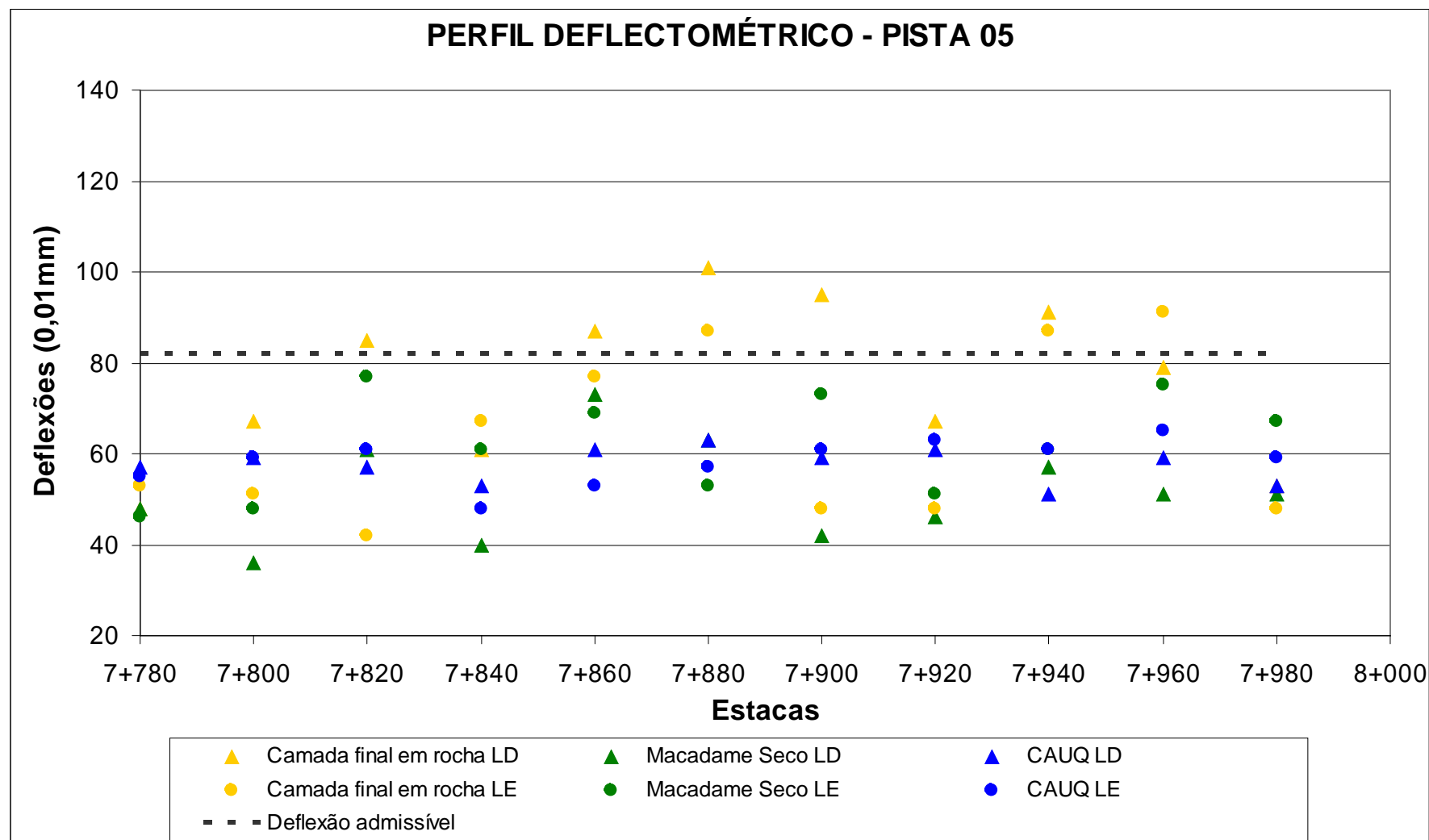


Figura 4.11 – Perfil deflectométrico da pista 05.

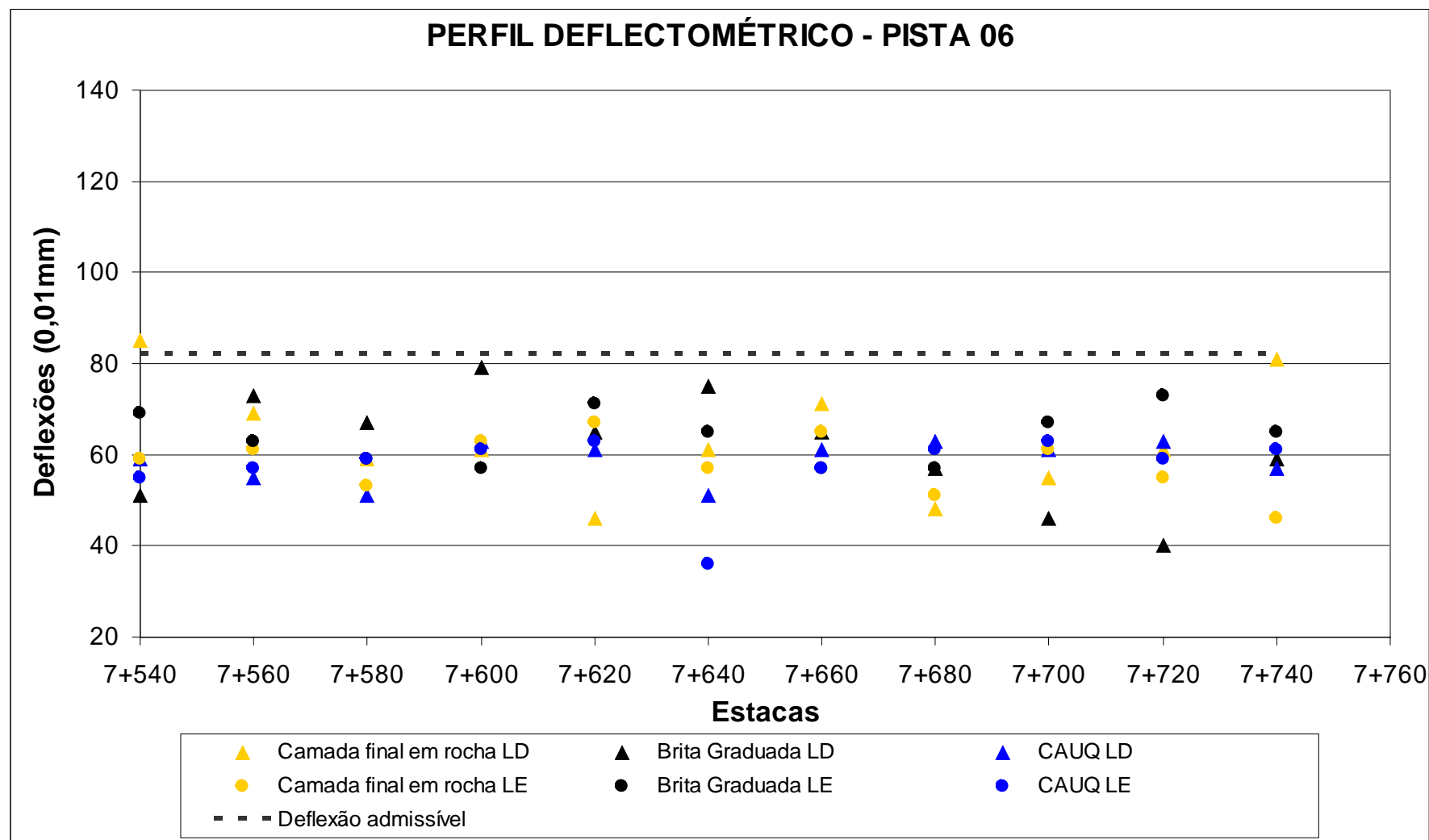


Figura 4.12 – Perfil deflectométrico da pista 06.

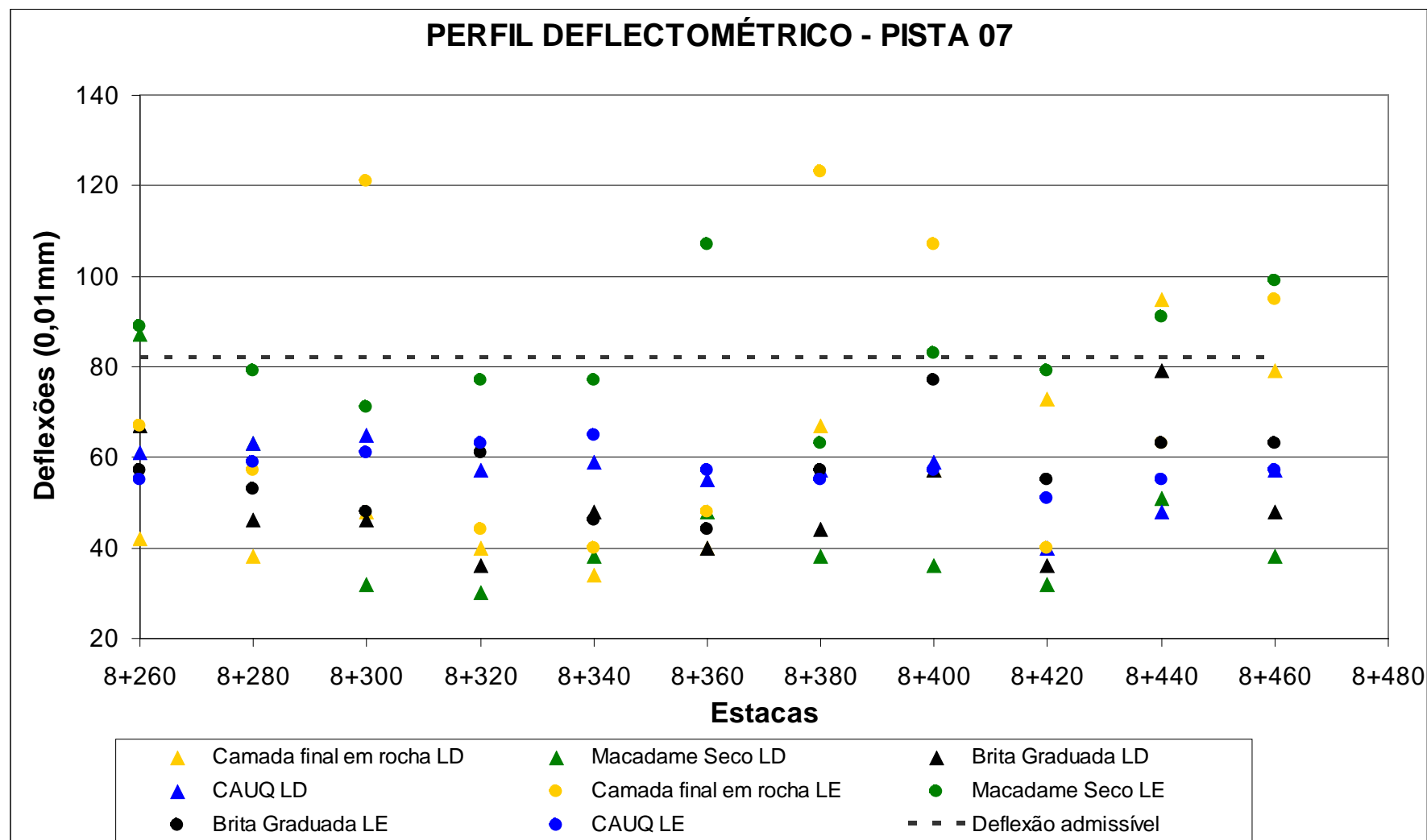


Figura 4.13 – Perfil deflectométrico da pista 07.

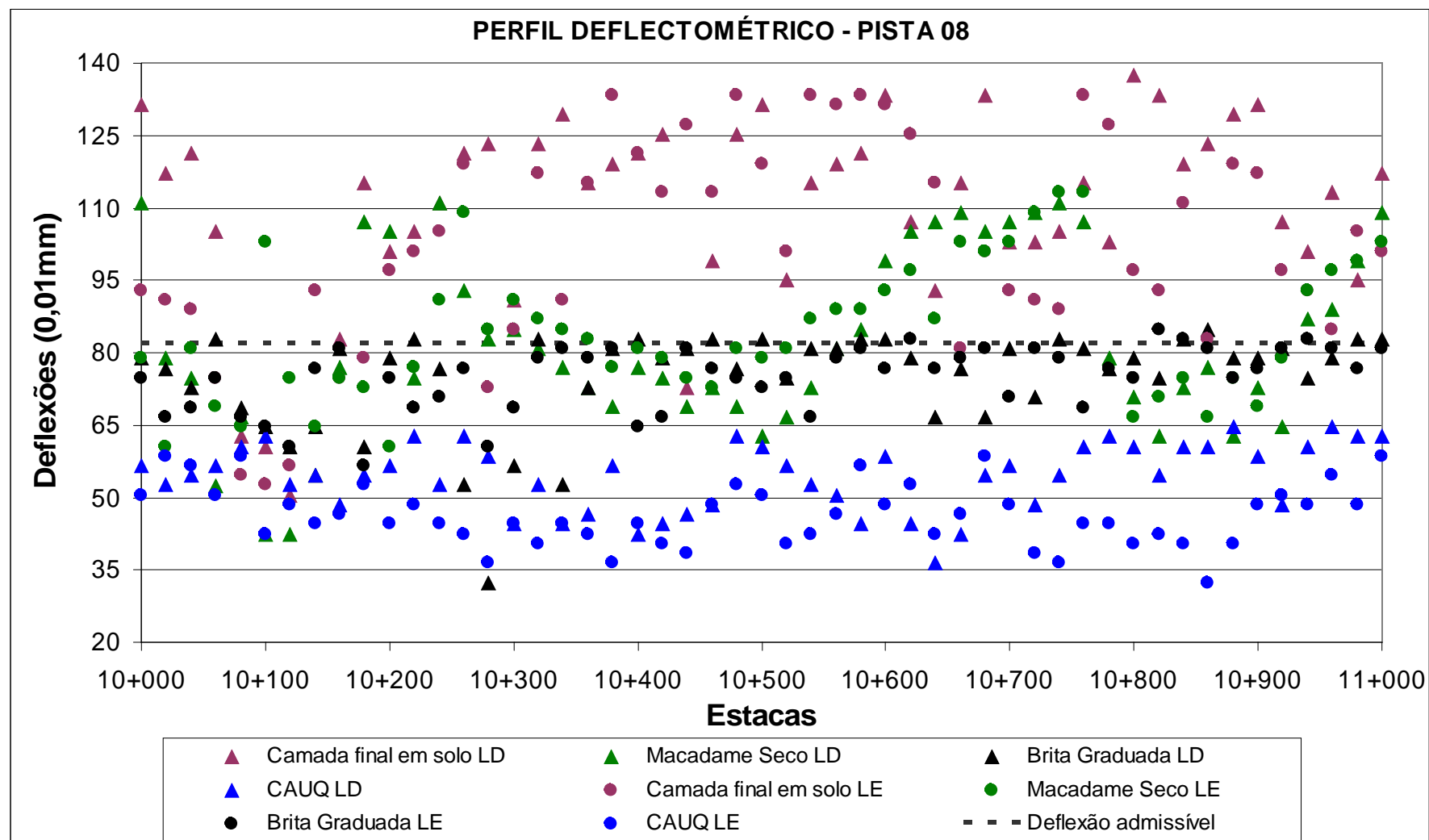


Figura 4.14 – Perfil deflectométrico da pista 08.

As Tabelas de 4.9 a 4.16 apresentam a análise estatística dos dados obtidos no controle deflectométrico empregado nas pistas experimentais. Em todas as pistas, a deflexão característica obtida foi inferior à deflexão máxima admissível de  $82 \times 10^{-2} \text{mm}$ .

Tabela 4.9 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 01.

Parâmetro	Camada final	Macadame	CSTC	CAUQ
Média (0,01mm)	109	75	77	51
Desv. Padrão (0,01mm)	12	19	10	8
C.V (%)	11	25	13	15
No. amostras:	22	22	22	22
Def. Característica (0,01mm)	121	94	87	59

Tabela 4.10 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 02.

Parâmetro	Camada final	Macadame	CAUQ
Média (0,01mm)	109	77	55
Desv. Padrão (0,01mm)	15	14	8
C.V (%)	14	18	15
No. amostras:	20	20	20
Def. Característica (0,01mm)	125	91	63

Tabela 4.11 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 03.

Parâmetro	Camada final	Brita graduada	CAUQ
Média (0,01mm)	119	72	49
Desv. Padrão (0,01mm)	19	9	8
C.V (%)	16	13	16
No. amostras:	16	30	28
Def. Característica (0,01mm)	138	81	56

Tabela 4.12 - Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 04.

Parâmetro	Camada final	Macadame	CSTC	CAUQ
Média (0,01mm)	89	72	54	54
Desv. Padrão (0,01mm)	21	21	9	4
C.V (%)	23	30	17	8
No. amostras:	22	22	22	22
Def. Característica (0,01mm)	110	94	63	58

Tabela 4.13 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 05.

Parâmetro	Camada final	Macadame	CAUQ
Média (0,01mm)	70	57	58
Desv. Padrão (0,01mm)	19	12	4
C.V (%)	27	21	7
No. amostras:	22	22	22
Def. Característica (0,01mm)	88	68	62

Tabela 4.14 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 06.

Parâmetro	Camada final	Brita graduada	CAUQ
Média (0,01mm)	60	62	58
Desv. Padrão (0,01mm)	10	9	6
C.V (%)	16	15	10
No. amostras:	22	22	22
Def. Característica (0,01mm)	70	72	64

Tabela 4.15 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 07.

Parâmetro	Camada final	Macadame	Brita graduada	CAUQ
Média (0,01mm)	65	64	53	57
Desv. Padrão (0,01mm)	28	24	12	5
C.V (%)	43	38	22	10
No. amostras:	22	22	22	22
Def. Característica (0,01mm)	92	88	65	62

Tabela 4.16 – Resumo estatístico das deflexões medidas na pista 08.

Parâmetro	Camada final	Macadame	Brita Graduada	CAUQ
Média (0,01mm)	106	83	75	50
Desvio (0,01mm)	21	16	9	8
C.V (%)	20	20	11	16
No. de amostras:	102	102	102	102
Def. Característica (0,01mm)	127	100	83	58

#### 4.2.2 Análise dos resultados

A Tabela 4.17 apresenta as deflexões médias obtidas em cada camada, para todas as pistas. Verifica-se que, nos subleitos argilosos, obteve-se deflexões médias maiores que aquelas obtidas nos subleitos de rocha detonada. Esse comportamento é esperado, visto que nos solos argilosos, quanto maior o nível de tensão vertical atuante, menor é o valor modular. No caso de materiais não-coesivos, quanto maior a tensão de confinamento, melhor o comportamento mecânico. O carregamento aplicado diretamente sobre o aterro em rocha gera tensões de confinamento elevadas, o que faz o aterro em rocha “trabalhar” com módulos elevados.

Tabela 4.17 – Comparação das deflexões médias obtidas para todas as pistas (em 0,01mm).

Pista	Camada final em solo	Camada final em rocha	Macadame seco	Macadame seco + CSTC	Brita Graduada	CAUQ
1	109	-	75	77	-	51 (3°)
2	109	-	77	-	-	55 (5°)
3	119	-	-	-	72	49 (1°)
4	-	89	72	54	-	54 (4°)
5	-	70	57	-	-	58 (7°)
6	-	60	-	-	62	58 (7°)
7	-	65	64	-	53	57 (6°)
8	106	-	83	-	75	50 (2°)
Média subleito solo	111	-	78	77	74	51
Média subleito rocha	-	71	64	54	58	57

Na Tabela 4.17 também é apresentada na última coluna, entre parênteses, o ranking das menores deflexões médias observadas sobre o revestimento asfáltico. Verifica-se que a menor deflexão média foi observada na pista 03, de subleito argiloso e base de brita graduada. Os maiores valores foram observados nas pistas 05 e 06, executadas sobre camada final de rocha detonada. A análise da Tabela 4.17 também indica que obteve-se uma deflexão média sobre o revestimento asfáltico das pistas 01, 02 e 03 de  $52 \times 10^{-2}$  mm, valor este muito próximo à deflexão média obtida na pista de controle, igual a  $50 \times 10^{-2}$  mm. Já nas pistas 04, 05, 06 e 07, obteve-se uma deflexão média sobre o revestimento igual a  $57 \times 10^{-2}$  mm, valor este ligeiramente superior àquele obtido na pista 08.

Ao se comparar o comportamento deflectométrico das pistas de subleito em rocha com aquelas assentes sobre subleito argiloso, verificam-se diferenças que, à primeira vista, parecem contraditórias. Obteve-se na camada final de aterro em rocha uma deflexão média de  $71 \times 10^{-2}$  mm, valor muito inferior à deflexão média da camada final de solo argiloso, de  $111 \times 10^{-2}$  mm. Era de se esperar, portanto, que com a execução das demais camadas de pavimento, as pistas construídas sobre aterro em rocha apresentassem deflexões finais bastante inferiores àquelas obtidas nas pistas assentes sobre subleito argiloso. Porém, não foi isso que ocorreu. A execução das camadas de pavimento causou uma redução bastante significativa no nível deflectométrico das estruturas de pavimento assentes sobre subleito



argiloso, enquanto que o comportamento deflectométrico das pistas 4, 5, 6 e 7 cujo pavimento foi assente sobre camada final de aterro em rocha, foi pouco alterado, mesmo com a execução da base de brita graduada e o revestimento asfáltico. De fato, as pistas com camada final em rocha detonada apresentaram deflexões finais sobre o revestimento asfáltico superiores aos valores obtidos nas pistas assentes sobre solo argiloso. O comportamento verificado em campo vai de acordo com o observado em certos métodos de dimensionamento de espessura de reforço de pavimentos flexíveis, como é o caso do método DNER-PRO 11/79 (DNIT, 2006a). No método, a espessura de reforço de concreto asfáltico é calculado por meio da seguinte equação:

$$h_{CB} = k \cdot \log\left(\frac{D_p}{D_{adm}}\right) \quad (4.4)$$

$h_{CB}$  – espessura de reforço em concreto asfáltico, em cm;

$D_p$  – deflexão benkelman de projeto, sob carga de 80kN;

$D_{adm}$  – deflexão admissível pelo reforço; e,

$k$  – fator de redução de deflexão ( $k=40$  para o concreto asfáltico).

A análise da equação apresentada anteriormente mostra claramente que é mais fácil reduzir uma deflexão elevada do que uma baixa. Para uma determinada deflexão de projeto, verifica-se que, à medida que diminui a deflexão admissível, aumenta a proporção de concreto asfáltico necessária para reduzir o nível deflectométrico ao patamar desejado. Por exemplo, para uma deflexão de projeto de  $100 \times 10^{-2}$  mm e uma deflexão admissível de  $80 \times 10^{-2}$  mm, a espessura de reforço calculada é de 3,88cm, ou seja, 0,19cm de concreto asfáltico para cada 0,01mm de redução na deflexão. Para uma deflexão admissível de  $30 \times 10^{-2}$  mm, a espessura de reforço necessária é de 20,9cm, ou seja, 0,3cm de concreto asfáltico para cada 0,01mm de redução na deflexão.

Esse comportamento pode ser explicado pela análise do comportamento resiliente dos solos granulares e dos solos coesivos. Nos materiais granulares, o módulo resiliente é função da tensão de confinamento aplicada. quanto maior o nível de tensões atuante na camada granular, maior será o valor modular obtido – desde que a tensão de cisalhamento gerada pelo carregamento não ultrapasse a resistência ao cisalhamento do material (determinada pelo critério de Mohr-Coulomb), vale ressaltar.

Ora, a execução da camada de concreto asfáltico visa, além de propiciar uma superfície de rolamento adequada para os veículos, reduzir o nível de tensões atuante nas camadas subjacentes. Devido ao valor modular elevado, mesmo uma camada asfáltica de pequena espessura pode alterar significativamente a distribuição de tensões em uma estrutura de pavimento, modificando assim o comportamento resiliente das demais camadas.

No caso de solos coesivos, o módulo resiliente é fortemente influenciado pela tensão-desvio ao qual está submetido. Quanto menor a tensão desvio aplicada, maior é o módulo obtido no subleito. Isso significa que, à medida que a construção das camadas do pavimento avança, é de se esperar o aumento do módulo do subleito e a conseqüente redução do nível deflectométrico.

#### **4.2.2.1 Análise do comportamento deflectométrico da pista 03**

A análise da deflectometria da pista 3 fica melhor evidenciada por meio de uma análise computacional com o programa Kenlayer. Inicialmente, será analisado o comportamento da pista experimental 03, de subleito de solo argiloso e base de brita graduada. Para o concreto asfáltico, adotou-se o valor modular médio obtido no ensaio de compressão diametral, igual a 5.523MPa. Para a brita graduada, adotou-se o modelo de comportamento resiliente obtido no ensaio triaxial dinâmico. No caso dos 20cm superiores do subleito, compactados na energia de Proctor intermediário, são adotados os seguintes parâmetros:

$$M_R = 104.625 + 545 \cdot (55 - \sigma_d) \quad \text{para } \sigma_d < k_1 \text{ (em kPa)} \quad (4.5)$$

$$M_R = 104.625 - 77 \cdot (\sigma_d - 55) \quad \text{para } \sigma_d > k_1 \text{ (em kPa)} \quad (4.6)$$

Quanto ao subleito compactado na energia de Proctor normal, adotou-se a seguinte equação:

$$M_R = 81.820 + 930 \cdot (54 - \sigma_d) \quad \text{para } \sigma_d < k_1 \text{ (em kPa)} \quad (4.7)$$

$$M_R = 81.820 - 80 \cdot (\sigma_d - 54) \quad \text{para } \sigma_d > k_1 \text{ (em kPa)} \quad (4.8)$$

Inicialmente, analisou-se o efeito do carregamento padrão aplicado diretamente sobre o subleito, conforme ilustra a Figura 4.15. Aqui cabe uma observação: HUANG (2001), recomenda que o módulo do subleito seja determinado a aproximadamente 1 polegada (2,5cm) abaixo do topo da camada. Essa observação, no entanto, diz respeito a uma estrutura

de pavimento completa. Ora, é evidente que o mesmo não é válido no caso da análise direta da camada final, pois estaria se utilizando para o cálculo um ponto muito próximo do carregamento. Faz mais sentido então subdividir a camada final de terraplenagem em mais camadas e determinar o módulo a diferentes profundidades. Com base nesse raciocínio, dividiu-se o subleito em três camadas – duas de 20cm de espessura e semi-infinito – calculando-se o módulo nas profundidades de 10, 30 e 42,5cm – no meio das camadas de 20cm e 2,5cm abaixo do topo do subleito semi-infinito, respectivamente

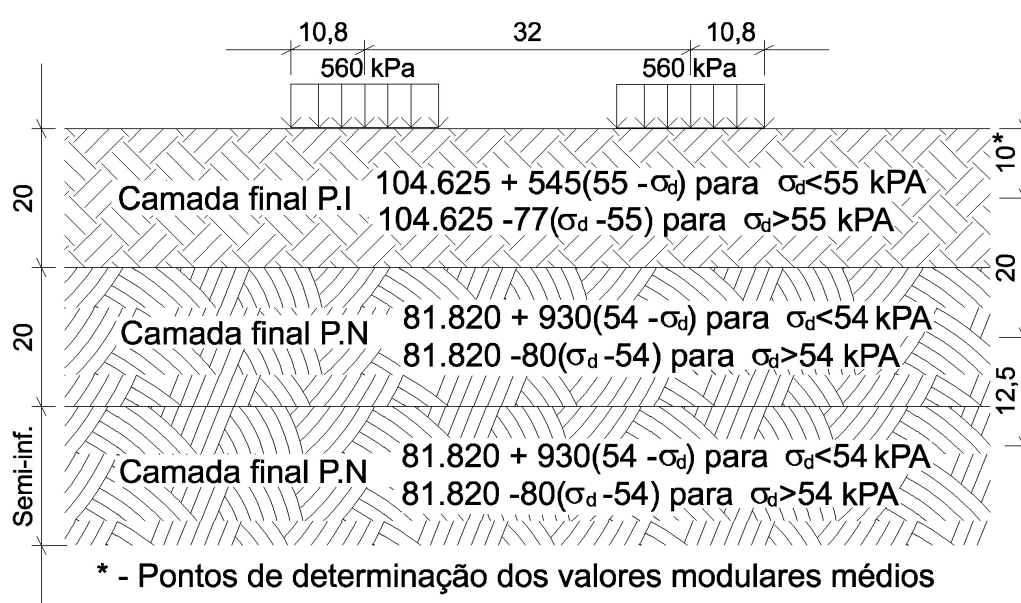


Figura 4.15 – Análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre a camada final.

Com a análise computacional da estrutura apresentada na Figura 4.15, obtém-se os valores apresentados na Tabela 4.18. Verifica-se que a deflexão calculada, de  $99 \times 10^{-2}$  mm, é inferior a deflexão média medida em campo, de  $119 \times 10^{-2}$  mm, uma diferença de 20%. Verifica-se, também, que o valor modular médio obtido para a camada superior, compactada na energia de Proctor intermediário é significativamente superior aos valor modular obtido para o subleito, compactado na energia de Proctor normal. Também é interessante notar que na profundidade de 10cm, apesar de tensões principais elevadas, obteve-se uma tensão-desvio bastante baixa.

Tabela 4.18 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado diretamente sobre a camada final.

Camada	Prof. (cm)	Tensões principais			$\theta$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$M_R$ (MPa)
		$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)			
Subleito 100% PI	10	165,26	25,07	138,60	-	50,5	107
Subleito 100% PN	30	108,52	1,42	23,78	-	49,5	86
Subleito 100% PN	42,5	72,34	0,36	8,63	-	52,7	83

Deflexão calculada:  $99 \times 10^{-2}$  mm; Deflexão média de campo:  $119 \times 10^{-2}$  mm

Adicionando a camada de base, tem-se a estrutura apresentada na Figura 4.16:

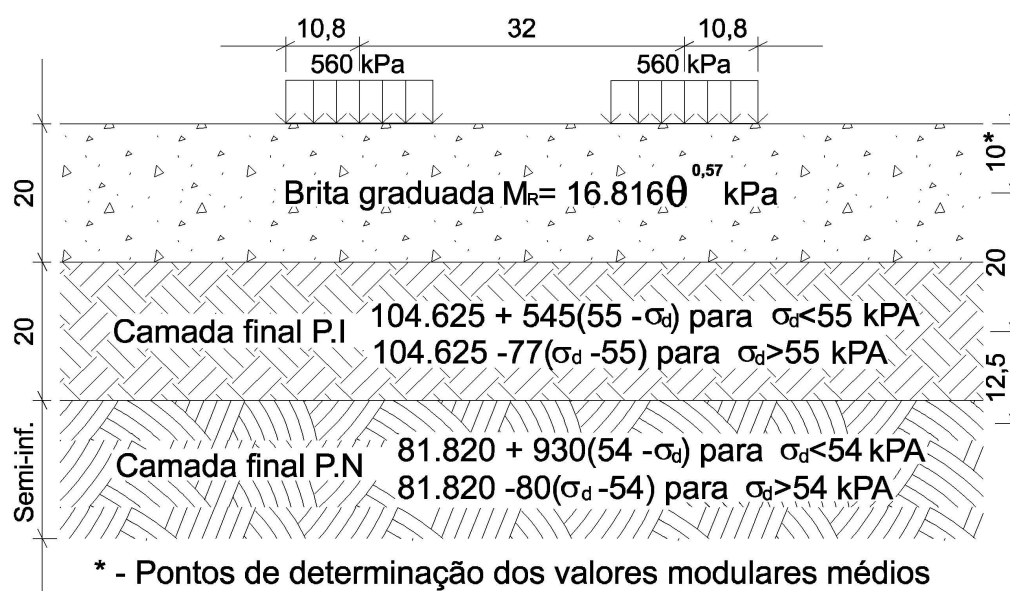


Figura 4.16 – Análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre a base.

Com a análise computacional da estrutura apresentada na Figura 4.16, obtém-se os valores apresentados na Tabela 4.19. Observa-se que a deflexão obtida, de  $66 \times 10^{-2}$  mm, é bastante similar a deflexão média de campo, de  $72 \times 10^{-2}$  mm. Verifica-se também que os valores modulares da camada final compactada à 100% do Proctor intermediário e 100% do Proctor Normal variaram pouco com a execução da camada de base.

Tabela 4.19 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado diretamente sobre a base.

Camada	Prof. (cm)	Tensões principais			$\theta$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$M_R$ (MPa)
		$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)			
Base	10	118,80	25,83	131,53	276,16	-	412
Subleito 100% PI	30	83,45	2,10	15,23	-	52,5	106
Subleito 100% PN	42,5	56,50	3,10	7,78	-	51,6	84

Deflexão calculada:  $66 \times 10^{-2}$  mm; Deflexão média de campo:  $72 \times 10^{-2}$  mm

Adicionando-se a camada de revestimento, tem-se a estrutura apresentada na Figura 4.17.

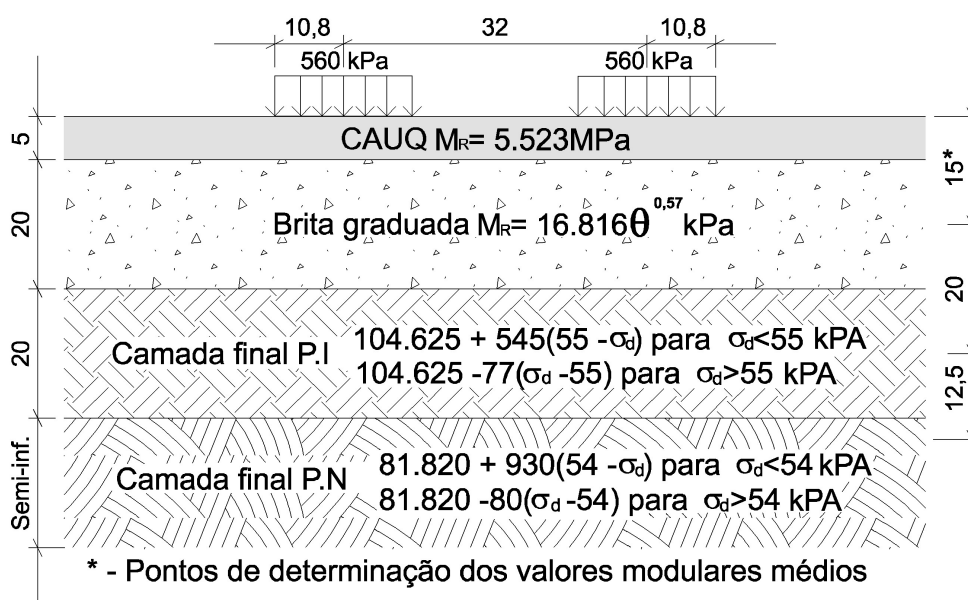


Figura 4.17 – Análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.

Na Tabela 4.20 são apresentados os resultados da análise efetuada. Verifica-se que a deflexão calculada foi de  $52 \times 10^{-2}$  mm, valor muito próximo da deflexão média de campo, de  $49 \times 10^{-2}$  mm. Verifica-se, também, que com a execução do revestimento asfáltico, ocorre a redução no valor modular médio da camada de brita graduada. Com o carregamento aplicado sobre a base, tem-se um módulo médio igual a 412 MPa. Com a execução do pavimento, o módulo médio da base foi reduzido para 318 MPa.

Tabela 4.20 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 03 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.

Camada	Prof. (cm)	Tensões principais			$\theta$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$M_R$ (MPa)
		$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)			
Base	15	122,38	26,61	26,61	175,6	-	318
Subleito 100% PI	35	58,15	0,26	6,41	-	54,3	105
Subleito 100% PN	47,5	40,37	0,83	3,39	-	38,7	96
Deflexão calculada: $52 \times 10^{-2}$ mm; Deflexão média de campo: $49 \times 10^{-2}$ mm							

Observando-se as tensões principais atuantes nos pontos de cálculo dos módulos, fica claro o porquê desse comportamento. Analisando a camada de base, vê-se que, no caso do carregamento aplicado sobre a base, o valor do invariante de tensões obtido é igual a:

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 276,16 \text{ kPa}$$

Analisando agora o comportamento da base com a capa já executada, obtém-se o seguinte valor para  $\theta$ :

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 175,6 \text{ kPa},$$

ou seja, a adição da camada de revestimento causou a redução do nível de tensões atuante nas camadas subjacentes, devido ao maior espraçamento do bulbo de pressões. Com a redução no valor do invariante de tensões, ocorre também uma queda no valor modular da camada granular. Essa redução modular conduz a um aumento da deflexão. No entanto, com a execução do concreto asfáltico ocorreu um pequeno aumento no valor modular do subleito, que passou de 84MPa para 96MPa. Novamente, esse comportamento ocorre devido ao maior espraçamento do bulbo de pressões, que causou a redução da tensão desvio  $\sigma_d$  de 51,7kPa para 38,7kPa com a execução da camada de concreto asfáltico. Em estruturas de pavimento delgadas, o subleito é responsável por uma parcela muito significativa da deflexão total da estrutura. Ou seja, pequenas variações modulares nessa camada afetam de modo significativo o comportamento deflectométrico. Isso, aliado a elevada rigidez relativa da camada de concreto asfáltico em relação à base de brita graduada – e, conseqüentemente, elevado poder de redução de deflexão – causa a redução no nível deflectométrico final da estrutura, que passou de  $66 \times 10^{-2}$  mm para  $52 \times 10^{-2}$  mm com a execução da camada de concreto asfáltico.

A alteração na distribuição das tensões pode ser melhor visualizada nas Figuras 4.18 a 4.20, geradas com o uso do programa computacional mePADS. Na Figura 4.18, apresenta-se o bulbo de tensões verticais atuante na estrutura de pavimento com o carregamento aplicado sobre a camada final. Na Figura 4.19, apresenta-se o bulbo de tensões verticais atuante na estrutura de pavimento com o carregamento aplicado sobre a base. Já na Figura 4.20, apresenta-se o bulbo de tensões verticais atuante na estrutura de pavimento finalizada. A coordenada  $Y=0$  corresponde ao ponto central entre as rodas do semi-eixo. Do lado da Figura, apresenta-se uma escala de cores, na qual cada cor corresponde a um intervalo de tensões diferente. A última cor do espectro, azul-escuro, corresponde a tensões de compressão entre 541 e 568kPa, que ocorrem imediatamente abaixo das cargas de roda. Já o primeira cor da escala, vermelho, corresponde a tensões baixas, no intervalo de 13kPa de tração a 15kPa de compressão. Verifica-se que, de fato, a execução da camada de revestimento asfáltico provoca uma alteração bastante significativa na forma que as tensões se distribuem pela estrutura de pavimento, conseqüentemente alterando os valores modulares das camadas.

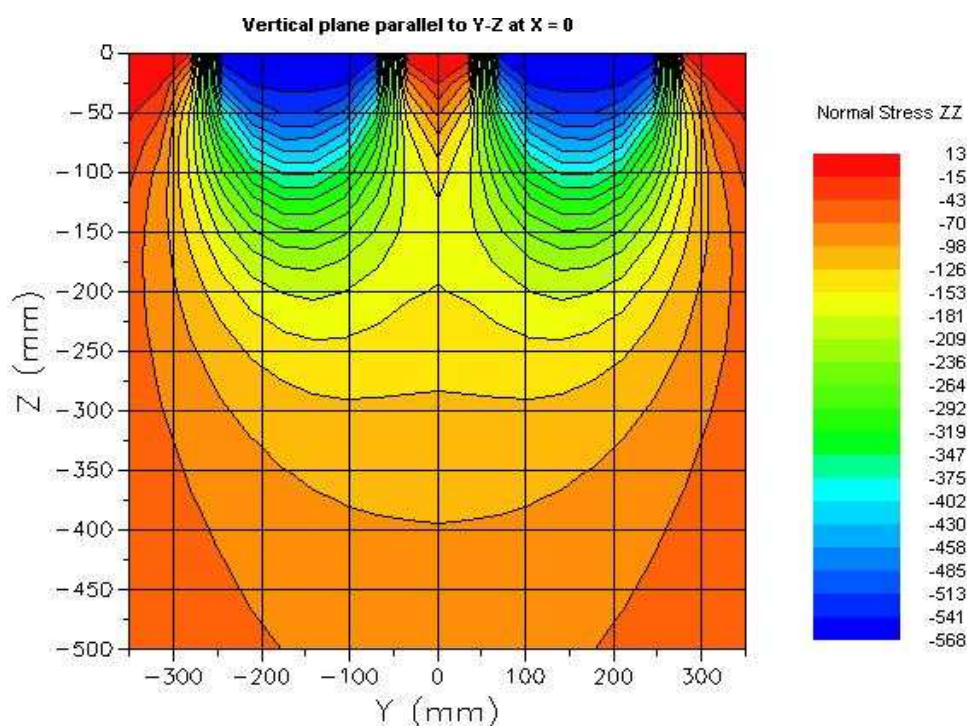


Figura 4.18 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 03 gerado pelo carregamento aplicado no subleito, em kPa.

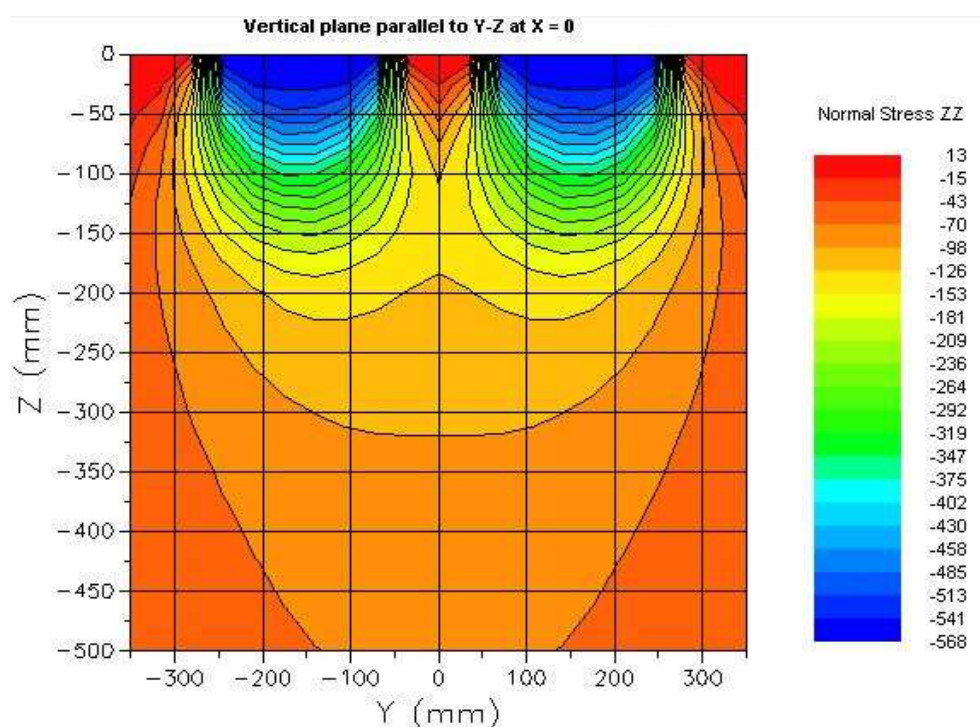


Figura 4.19 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 03 gerado pelo carregamento aplicado na camada de base, em kPa.

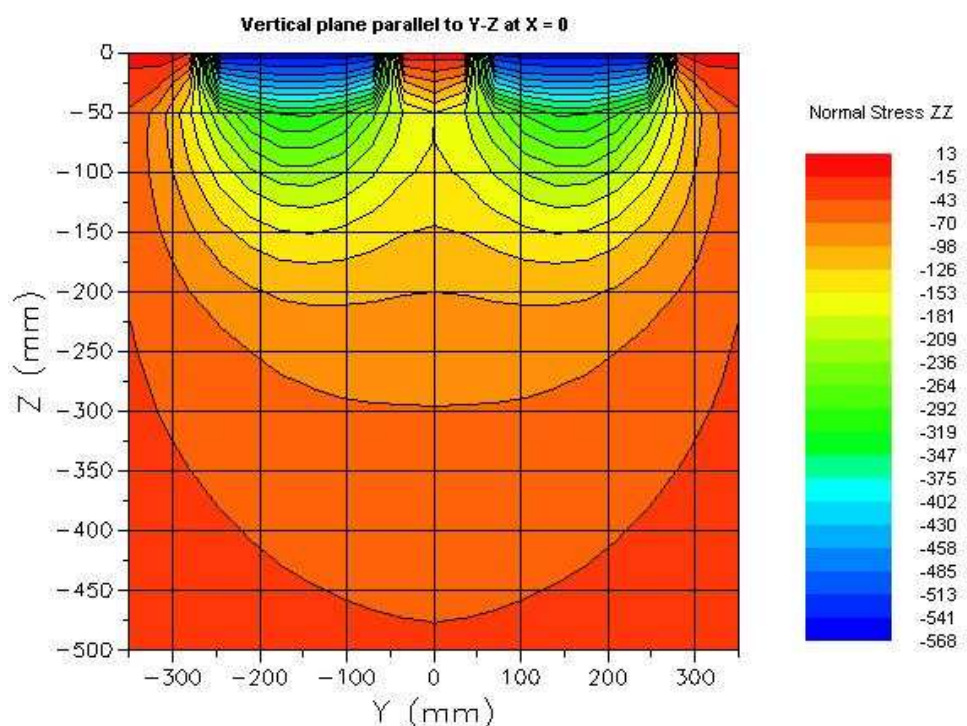


Figura 4.20 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 03 gerado pelo carregamento aplicado na camada de revestimento asfáltico, em kPa.



#### 4.2.2.2 *Análise do comportamento deflectométrico da pista 06*

É evidente a dificuldade de se avaliar por meio de ensaios laboratoriais o comportamento mecânico de um aterro em rocha, dada as grandes dimensões dos granulares. No entanto, pode-se supor que o modelo de comportamento mecânico de tal camada seja similar ao de um material granular de menores dimensões com curva granulométrica deslocada, como por exemplo a brita graduada. Com base nessa hipótese, adotou-se para o modelo um expoente  $K_2$  semelhante àquele obtido para a brita graduada, arredondado para 0,6. A determinação do parâmetro  $K_1$  foi feita por meio de tentativas, buscando-se ajustar a bacia deflectométrica calculada com a medida em campo. Deste procedimento, resultou a seguinte equação para representar o comportamento modular do aterro em rocha:

$$M_R = 7.000 \cdot \theta^{0,6} \quad (\text{em kPa}) \quad (4.9)$$

Para o concreto asfáltico, adotou-se o valor modular médio obtido no ensaio de compressão diametral, igual a 5.159 MPA. Quanto à brita graduada, adotou-se o modelo de comportamento resiliente determinado no ensaio triaxial dinâmico.

Inicialmente, analisou-se o efeito do carregamento padrão aplicado diretamente sobre o subleito, conforme ilustra a Figura 4.21. A análise foi efetuada utilizando-se o mesmo raciocínio aplicado na análise do subleito da pista 03, subdividindo o subleito em duas camadas de 20cm de espessura e semi-infinito – calculando-se o módulo nas profundidades de 10, 30 e 42,5cm – no meio das camadas de 20cm e 1 polegada abaixo do topo do subleito semi-infinito, respectivamente.

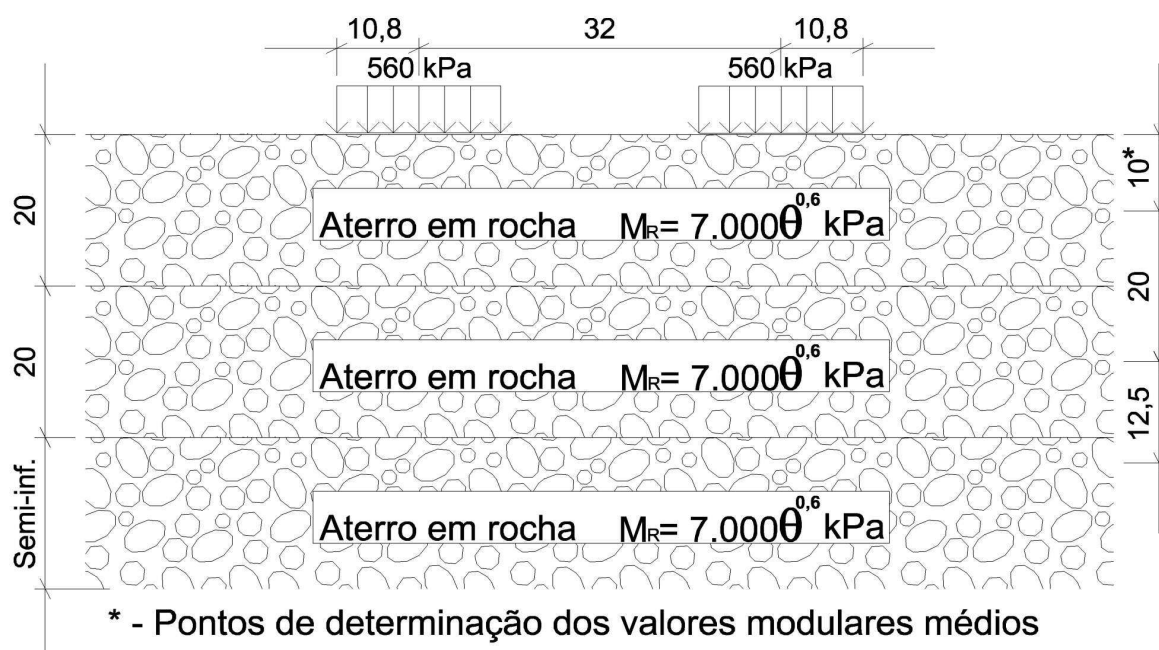


Figura 4.21 – Análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre a camada final.

Com a análise computacional da estrutura apresentada na Figura 4.21, obtém-se os valores apresentados na Tabela 4.21. A deflexão calculada, de  $62 \times 10^{-2} \text{ mm}$ , é bastante próxima da deflexão média de campo, igual a  $60 \times 10^{-2} \text{ mm}$ . Vê-se que, com o aumento da profundidade, tem-se a redução no valor de  $\theta$  e, conseqüentemente, a redução do módulo resiliente.

Tabela 4.21 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre o subleito.

Camada	Prof. (cm)	Tensões principais			$\theta$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$M_R$ (MPa)
		$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)			
Subleito	10	136,04	29,58	148,34	313,96	-	219
Subleito	30	103,50	22,50	22,50	148,5	-	141
Subleito	42,5	66,55	14,47	14,47	95,49	-	109

Deflexão calculada:  $62 \times 10^{-2} \text{ mm}$ ; Deflexão média de campo:  $60 \times 10^{-2} \text{ mm}$



Adicionando o revestimento asfáltico, tem-se a estrutura apresentada na Figura 4.23.

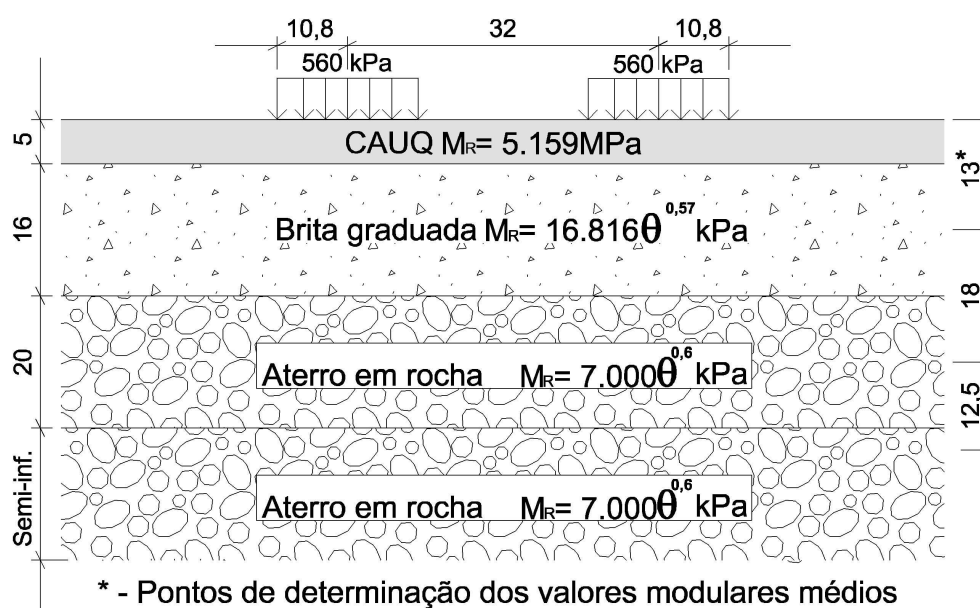


Figura 4.23 – Análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.

A Tabela 4.23 apresenta os resultados obtidos da análise computacional da estrutura apresentada na Figura 4.23.

Tabela 4.23 – Resultados da análise do comportamento mecânico da pista 06 com o carregamento aplicado sobre o revestimento asfáltico.

Camada	Prof. (cm)	Tensões principais			$\theta$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$M_R$ (MPa)
		$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)			
Base	13	126,35	27,47	27,47	181,29	-	325
Subleito	31	63,94	13,90	13,90	91,74	-	106
Subleito	43,5	42,92	9,33	9,33	61,58	-	84

Deflexão calculada:  $58 \times 10^{-2}$  mm; Deflexão média de campo:  $58 \times 10^{-2}$  mm

Vê-se que a deflexão calculada é igual a deflexão média de campo. Além disso, mesmo com a execução da camada de concreto asfáltico, a deflexão é igual àquela obtida com o carregamento aplicado sobre a camada de base de brita graduada. A primeira vista, pode parecer contraditório que a adição da camada de concreto asfáltico não cause nenhuma alteração no comportamento deflectométrico da estrutura. De fato, a execução das camadas de

base e concreto asfáltico pouco alterou a deflexão medida sobre o subleito, que passou de  $62 \times 10^{-2} \text{mm}$  para  $58 \times 10^{-2} \text{mm}$ .

Esse comportamento pode ser explicado se considerarmos o comportamento não-linear do aterro em rocha e da camada de brita graduada. Com a execução das camadas subsequentes de pavimento, ocorre também a redução no nível de tensões atuante na estrutura. Como o comportamento resiliente dos materiais granulares é função da tensão confinante aplicada, ocorre também a redução do valor modular. Os materiais granulares são muito mais sensíveis a variações no nível de tensões aplicado do que os solos coesivos. Isso ocorre porque, no caso dos materiais granulares, o módulo resiliente varia exponencialmente de acordo com a tensão confinante. Já o módulo resiliente dos solos coesivos varia de maneira linear de acordo com a tensão desvio aplicada.

Analisando-se o comportamento da camada final vê-se que, com o carregamento aplicado diretamente sobre a subleito, tem-se os seguintes valores:

$$\theta = 95,49 \text{kPa} \rightarrow \text{MR} = 109 \text{MPa}$$

Com o carregamento aplicado sobre a base, obtém-se:

$$\theta = 94,55 \text{kPa} \rightarrow \text{MR} = 108 \text{MPa}$$

Vê-se que a execução da base pouco alterou o valor modular do subleito. Com a execução da camada de revestimento asfáltico o valor modular do subleito semi-infinito fica:

$$\theta = 61,58 \text{kPa} \rightarrow \text{MR} = 84 \text{MPa}$$

Agora, analisando-se a camada de base de brita graduada, observa-se que com o carregamento aplicado diretamente na camada de base são obtidos os seguintes valores:

$$\theta = 314,22 \text{kPa} \rightarrow \text{MR} = 442 \text{MPa}$$

Com o carregamento sobre o revestimento asfáltico, tem-se:

$$\theta = 181,29\text{kPa} \rightarrow \text{MR} = 325\text{MPa}$$

Ou seja, a adição da camada de revestimento causou a redução do nível de tensões atuante nas camadas subjacentes, devido ao maior espreadimento do bulbo de pressões. Com a redução no valor do invariante de tensões, ocorre também uma queda no valor modular das camadas granulares. Esta é a razão pela qual a deflexão pode se manter inalterada ou até mesmo levemente aumentar com a execução da camada de revestimento em estruturas de pavimento assentes sobre aterros em rocha.

As Figuras de 4.24 a 4.26 apresentam os bulbos de tensões verticais geradas pelo carregamento aplicado na estrutura de pavimento da pista 06. Comparando-se as Figuras, pode-se constatar que o nível de tensões atuante na estrutura final é bastante inferior ao nível de tensões observado quando o carregamento é aplicado no subleito ou na base.

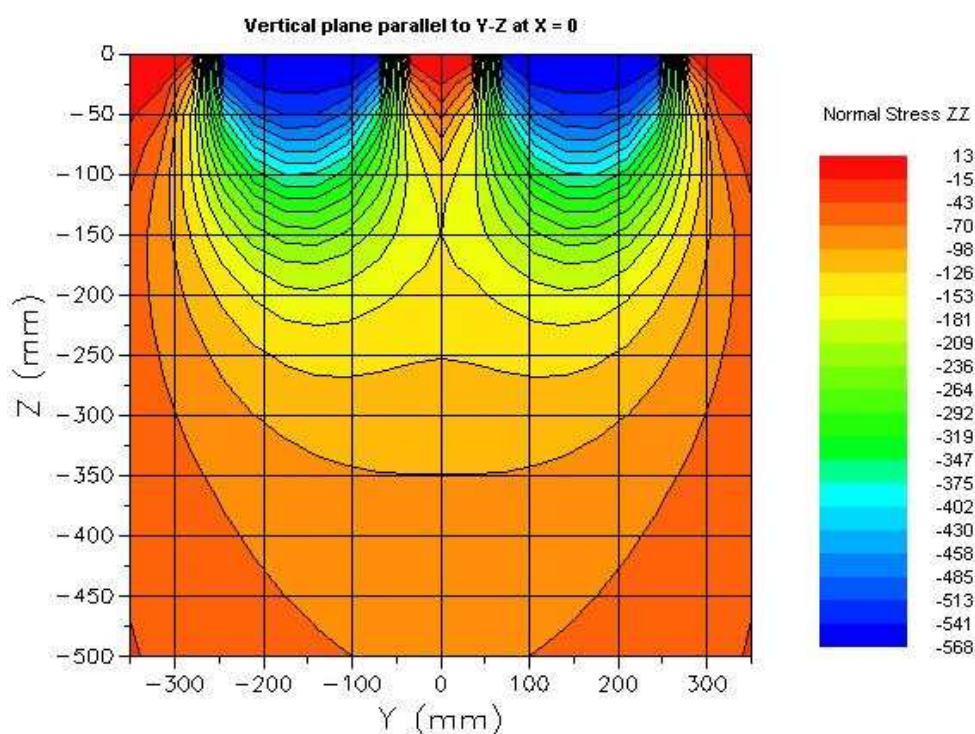


Figura 4.24 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 06 gerado pelo carregamento aplicado na camada final, em kPa.

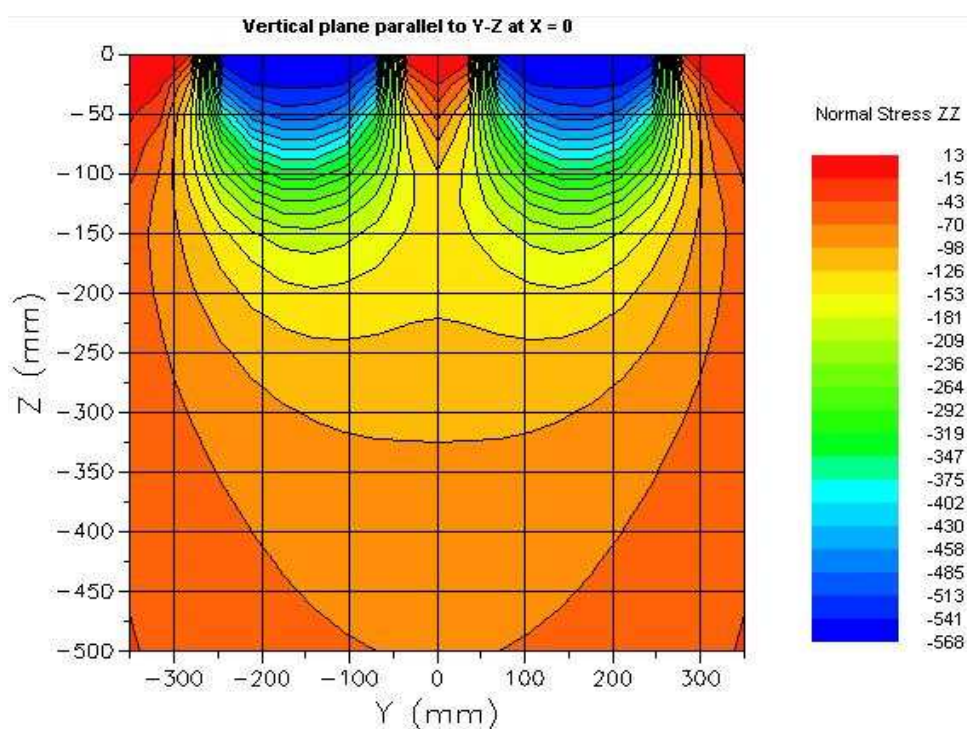


Figura 4.25 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 06 gerado pelo carregamento aplicado na camada de base, em kPA.

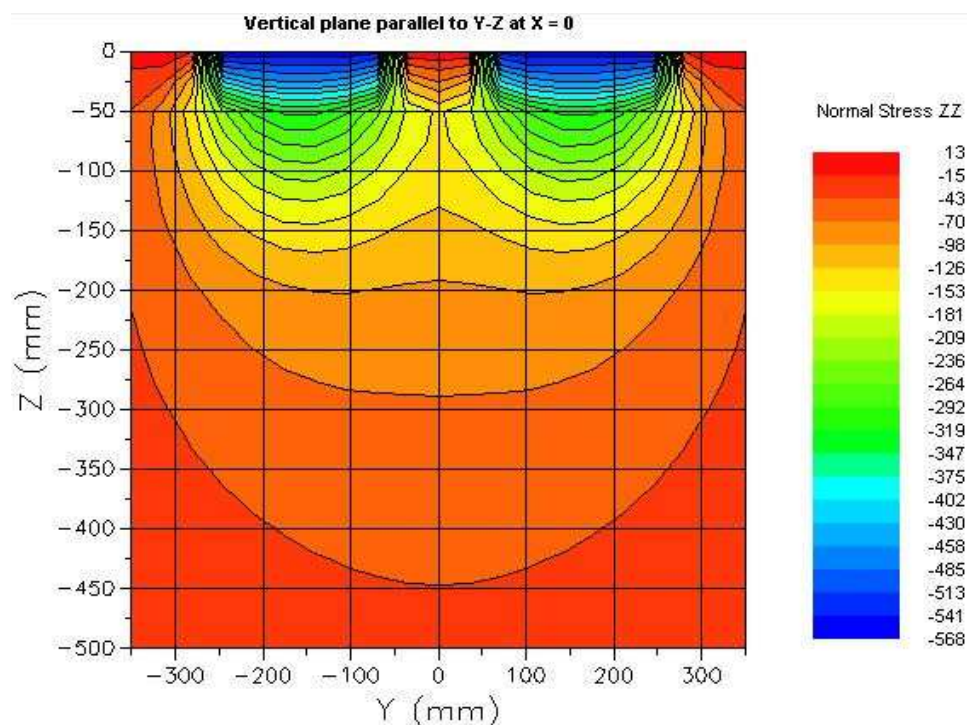


Figura 4.26 – Bulbo de tensões verticais atuantes na estrutura de pavimento da pista 06 gerado pelo carregamento aplicado na camada de revestimento asfáltico, em kPA.

## 4.3 RETROANÁLISE DE BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS

### 4.3.1 Apresentação dos resultados

Como já mencionado, durante o processo construtivo das pistas experimentais realizaram-se medidas de bacias deflectométricas para serem utilizadas na estimativa dos módulos resilientes dos materiais empregados na pavimentação e no subleito da rodovia. Para tanto, utilizou-se de um método iterativo de retroanálise, que consiste em determinar uma bacia deflectométrica teórica semelhante à bacia deflectométrica medida em campo, de acordo com critérios de convergência pré-estabelecidos.

Nos procedimentos de retroanálise, em geral, considera-se o comportamento mecânico do pavimento como sendo elástico-linear. Dessa forma, uma camada de pavimento fica definida por três parâmetros: a espessura, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade.

Durante o processo executivo da estrutura de pavimento foi realizado, a cada 10 metros, o levantamento altimétrico, que foi posteriormente utilizado para a determinação das espessuras das camadas executadas. Utilizando-se desse levantamento, determinou-se a espessura média de cada camada executada, sendo esses os valores utilizados na retroanálise, e não as espessuras de projeto. No caso do concreto asfáltico, a espessura média da camada foi determinada com base nos dados obtidos das sondagens rotativas realizadas para a coleta de amostras utilizadas no ensaio de compressão diametral dinâmico.

Utilizou-se para a retroanálise o programa computacional Rubicon Toolbox, que apresenta uma ferramenta denominada *Deflection Bowl Analyser*, específica para a realização deste tipo de atividade. O programa utiliza o código-fonte do conhecido programa JULEA para os cálculos e apresenta algumas vantagens em relação a outros programas utilizados para esta finalidade.

O programa utiliza uma planilha eletrônica formato Excel para o armazenamento dos dados. O usuário preenche a planilha com as seguintes informações:

- Estacas da bacias;
- Espessuras das camadas, em mm;



- Coeficientes de Poisson das camadas;
- Módulo de elasticidade inicial de cada camada, em MPa; e,
- Deflexões medidas, em microns.

Preenchida a planilha padrão (chamada de *template*), o usuário acessa o programa e importa a planilha e pode-se então proceder a retroanálise. A Figura 4.27 apresenta a janela principal de funcionamento do programa. Na parte superior esquerda, tem-se as informações referentes à estrutura de pavimento: espessuras das camadas, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, que podem ser livremente alterados pelo usuário. É possível a análise de até cinco camadas de pavimento, incluindo o subleito. Na parte inferior, apresentam-se a bacia medida em campo e a calculada. Na parte superior esquerda, tem-se as deflexões medidas e calculadas, o erro relativo em cada sensor, o erro médio e a pressão de contato dos pneus. O usuário pode ainda, no campo “Load Setup”, selecionar entre o carregamento do FWD e da Viga Benkelam. O programa apresenta também uma barra de rolagem no meio da janela, que permite a alternância entre as diversas bacias carregadas da planilha padrão.

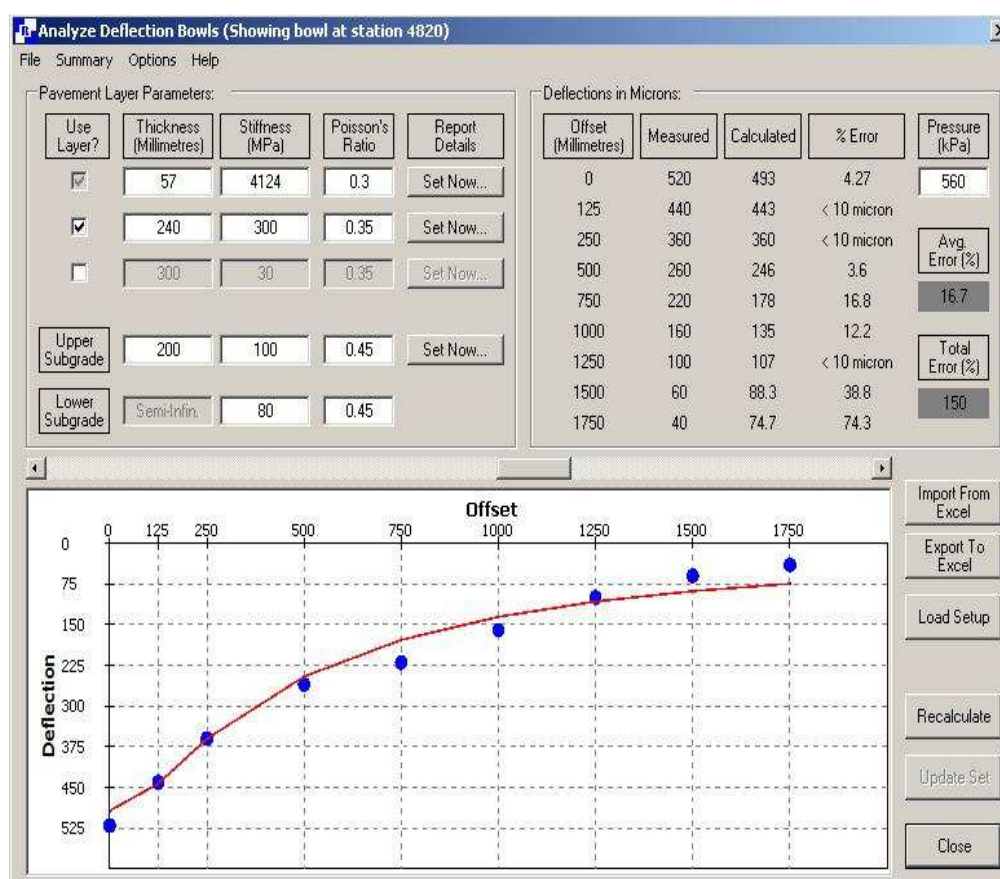


Figura 4.27 – Tela de funcionamento do programa Deflection Bowl Analyser.

A retroanálise consiste, então, em variar os módulos de elasticidade inicialmente adotados, até que se obtenha uma convergência adequada entre a bacia medida e a teórica. Com o comando “Recalculate”, o programa calcula as novas deflexões, o erro relativo em cada sensor, o erro relativo médio e a nova bacia teórica. Finalizada a análise, o usuário pode então exportar os resultados da análise (módulos de elasticidade e deflexões calculadas) para planilhas eletrônicas tipo Excel. O programa também gera gráficos que apresentam a estrutura de pavimento analisada, os valores modulares obtidos e as bacias calculada e medida.

Adotou-se, como critérios de convergência, o erro relativo por sensor, calculado pela seguinte expressão:

$$e = \frac{(d_{mi} - d_{cij})}{d_{mi}} * 100 \quad (4.10)$$

e a raiz quadrática média calculada para toda a bacia, segundo a expressão:

$$RMS = \sqrt{\frac{\sum [100 \times (\frac{d_{mi} - d_{cij}}{d_{mi}})^2]}{n}} \quad (4.11)$$

Onde:

$d_{mi}$  = deflexão medida no ponto i da bacia de campo;

$d_{cij}$  = deflexão calculada no ponto i da j-ésima bacia teórica, através de técnica de retroanálise; e,

n = número de pontos da bacia.

Considerando-se o fato de que, para leituras afastadas a mais de 100cm do ponto de aplicação da carga, aumenta de modo significativo a incerteza quanto ao valor da deflexão, foram adotados, os seguintes valores de erro admissível para cada ponto de aplicação:

Tabela 4.24 – Valores máximos de erro admissível.

<b>Ponto de aplicação da carga (cm)</b>	<b>Erro admissível máximo (%)</b>
0	10
12,50	10
25	10
50	10
75	20
100	50
125	50
150	50
175	50
200	50

Quanto à raiz média quadrática, a tolerância máxima recomendada é de 1 a 2%. Neste trabalho foram tolerados valores superiores a estes, tendo em vista que os valores máximos de erro admissível para cada ponto individual foram respeitados e, embora não se tenha obtido valores de RMS tão rigorosos, os mesmos foram de baixo valor e, portanto, considerados satisfatórios.

Adotou-se como módulo do concreto asfáltico o valor médio obtido nos ensaios de compressão diametral, sendo que foram ensaiadas quatro amostras por pista. A razão disto é que, devido à pequena espessura da camada asfáltica, é praticamente impossível a retroanálise da mesma. Verifica-se que grandes variações no módulo dessa camada provocam alterações praticamente insignificantes no valor das deflexões calculadas. As análises efetuadas indicaram que, em uma camada com espessura de 5cm, uma variação de 2.000MPa no módulo da camada causa uma alteração de apenas  $0,71 \times 10^{-2}$ mm na deflexão medida no ponto  $D_0$ . Essa falta de sensibilidade quanto a variações modulares da camada de concreto asfáltico é causada por limitações do código-fonte do JULEA, que por ser um programa de base elástico-linear, é incapaz de considerar a viscoelasticidade do material asfáltico. Dessa maneira, é mais sensata a adoção dos valores obtidos no ensaio. Também optou-se por subdividir o subleito em duas camadas, intituladas “Camada final P.I” e “Camada final P.N”. A primeira, com espessura de 20cm, visa separar a última camada do subleito, compactada com energia de Proctor intermediário, do restante da camada final, compactada com energia de Proctor

normal (e considerada como possuindo espessura semi-infinita). Objetivou-se com isso verificar, através da retroanálise, se a camada superior, compactada de maneira mais enérgica, obteria valores modulares maiores que a porção inferior do subleito.

Infelizmente, não foi possível efetuar a retroanálise das bacias medidas sobre o concreto asfáltico imediatamente após a construção. Essas bacias em particular apresentaram uma dispersão de resultados muito grande, o que inviabilizou a utilização de muitas das bacias medidas, que não puderam ser compatibilizadas com as bacias teóricas. Portanto, optou-se por apresentar aqui os valores obtidos com a retroanálise das bacias medidas 1 mês após a execução da camada asfáltica. As Tabelas de 4.25 a 4.30 apresentam os resultados obtidos com a retroanálise.

Tabela 4.25 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 01.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco + CSTC (MPa)	Camada final P.I (MPa)	Camada final P.N (MPa)
4+700	LD	4.124	250	95	95
4+740	LD	4.124	250	90	90
4+760	LD	4.124	260	110	110
4+780	LD	4.124	250	90	90
4+800	LD	4.124	320	90	90
4+820	LD	4.124	300	100	80
4+840	LD	4.124	300	110	80
4+860	LD	4.124	250	120	100
4+880	LD	4.124	270	125	125
4+900	LD	4.124	280	140	110
4+700	LE	4.124	280	70	70
4+720	LE	4.124	260	120	75
4+740	LE	4.124	230	100	100
4+760	LE	4.124	180	125	125
4+780	LE	4.124	250	130	90
4+800	LE	4.124	280	110	110
4+820	LE	4.124	250	105	105
4+840	LE	4.124	250	120	120
4+860	LE	4.124	250	110	90
4+880	LE	4.124	210	110	110
4+900	LE	4.124	250	120	120
<b>Média</b>		<b>4.124</b>	<b>258</b>	<b>109</b>	<b>99</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>31</b>	<b>16</b>	<b>16</b>

Tabela 4.26 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 02.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final P.I (MPa)	Camada final P.N (MPa)
6+180	LD	6.325	200	120	90
6+200	LD	6.325	200	160	100
6+220	LD	6.325	190	120	100
6+240	LD	6.325	210	130	80
6+260	LD	6.325	180	120	110
6+280	LD	6.325	280	160	100
6+300	LD	6.325	220	170	90
6+320	LD	6.325	200	150	90
6+340	LD	6.325	180	120	100
6+360	LD	6.325	160	100	90
6+380	LD	6.325	180	120	105
6+180	LE	6.325	180	150	120
6+200	LE	6.325	180	120	100
6+220	LE	6.325	180	120	110
6+240	LE	6.325	180	120	110
6+260	LE	6.325	200	130	90
6+280	LE	6.325	160	120	100
6+300	LE	6.325	200	160	65
6+320	LE	6.325	200	130	80
6+340	LE	6.325	200	150	80
6+360	LE	6.325	200	140	90
<b>Média</b>		<b>6.325</b>	<b>194</b>	<b>134</b>	<b>95</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>25</b>	<b>19</b>	<b>13</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>13</b>

Tabela 4.27 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 03.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Brita Graduada (MPa)	Camada final P.I (MPa)	Camada final P.N (MPa)
6+600	LD	5.522	250	120	110
6+610	LD	5.522	250	98	95
6+620	LD	5.522	260	115	110
6+630	LD	5.522	260	120	110
6+640	LD	5.522	350	120	105
6+650	LD	5.522	350	130	95
6+660	LD	5.522	290	110	100
6+670	LD	5.522	300	130	120
6+690	LD	5.522	320	120	100
6+700	LD	5.522	390	110	110
6+600	LE	5.522	250	95	90
6+610	LE	5.522	230	105	90
6+620	LE	5.522	250	100	80
6+630	LE	5.522	280	105	80
6+640	LE	5.522	250	110	100
6+650	LE	5.522	250	110	80
6+660	LE	5.522	230	110	100
6+670	LE	5.522	270	100	75
6+680	LE	5.522	280	120	92
6+690	LE	5.522	280	120	120
6+700	LE	5.522	290	150	120
<b>Média</b>		<b>5.522</b>	<b>280</b>	<b>114</b>	<b>99</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>42</b>	<b>13</b>	<b>14</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>15</b>	<b>11</b>	<b>14</b>

Tabela 4.28 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 04.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco + CSTC (MPa)	Camada final (MPa)
8+020	LD	6.394	300	140
8+040	LD	6.394	300	90
8+060	LD	6.394	230	90
8+080	LD	6.394	250	125
8+100	LD	6.394	260	105
8+120	LD	6.394	260	120
8+140	LD	6.394	330	90
8+160	LD	6.394	300	90
8+180	LD	6.394	320	100
8+200	LD	6.394	200	150
8+220	LD	6.394	300	120
8+020	LE	6.394	300	120
8+040	LE	6.394	300	95
8+060	LE	6.394	350	90
8+080	LE	6.394	370	80
8+100	LE	6.394	300	80
8+120	LE	6.394	250	100
8+140	LE	6.394	250	95
8+160	LE	6.394	250	90
8+180	LE	6.394	300	80
8+200	LE	6.394	350	95
8+220	LE	6.394	270	95
<b>Média</b>		<b>6.394</b>	<b>288</b>	<b>102</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>42</b>	<b>19</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>15</b>	<b>19</b>

Tabela 4.29 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 05.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final (MPa)
7+780	LD	3.995	450	150
7+800	LD	3.995	320	130
7+820	LD	3.995	340	100
7+840	LD	3.995	360	125
7+860	LD	3.995	350	115
7+880	LD	3.995	350	130
7+900	LD	3.995	320	100
7+920	LD	3.995	400	85
7+940	LD	3.995	440	85
7+960	LD	3.995	300	110
7+980	LD	3.995	230	110
7+780	LE	3.995	380	120
7+800	LE	3.995	320	110
7+820	LE	3.995	300	80
7+840	LE	3.995	220	100
7+860	LE	3.995	370	80
7+880	LE	3.995	310	100
7+900	LE	3.995	400	110
7+920	LE	3.995	320	120
7+940	LE	3.995	280	110
7+960	LE	3.995	280	100
7+980	LE	3.995	250	100
<b>Média</b>		<b>3.995</b>	<b>331</b>	<b>108</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>61</b>	<b>17</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>18</b>	<b>16</b>

Tabela 4.30 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 06.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Brita Graduada (MPa)	Camada final (MPa)
7+540	LD	5.159	350	120
7+560	LD	5.159	300	120
7+580	LD	5.159	300	130
7+600	LD	5.159	280	125
7+620	LD	5.159	350	105
7+640	LD	5.159	250	110
7+660	LD	5.159	250	120
7+680	LD	5.159	290	130
7+700	LD	5.159	330	140
7+720	LD	5.159	200	150
7+740	LD	5.159	230	140
7+540	LE	5.159	200	150
7+560	LE	5.159	220	120
7+580	LE	5.159	290	100
7+600	LE	5.159	300	110
7+620	LE	5.159	250	110
7+640	LE	5.159	250	130
7+660	LE	5.159	300	100
7+680	LE	5.159	320	85
7+700	LE	5.159	290	100
7+720	LE	5.159	250	95
7+740	LE	5.159	290	95
<b>Média</b>		<b>5.159</b>	<b>277</b>	<b>118</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>43</b>	<b>18</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>16</b>	<b>16</b>

Tabela 4.31 – Resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas 1 mês após a construção da pista experimental 07.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Brita Graduada (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final (MPa)
8+260	LD	4.429	360	330	120
8+280	LD	4.429	280	220	125
8+300	LD	4.429	290	260	100
8+320	LD	4.429	290	250	150
8+340	LD	4.429	280	250	145
8+360	LD	4.429	300	250	95
8+380	LD	4.429	300	280	100
8+400	LD	4.429	320	280	150
8+420	LD	4.429	290	200	130
8+440	LD	4.429	350	320	90
8+460	LD	4.429	280	190	150
8+260	LE	4.429	220	160	130
8+280	LE	4.429	250	200	170
8+300	LE	4.429	280	180	160
8+320	LE	4.429	260	200	130
8+340	LE	4.429	250	240	150
8+360	LE	4.429	220	170	120
8+380	LE	4.429	280	200	110
8+400	LE	4.429	210	180	130
8+420	LE	4.429	280	260	125
8+440	LE	4.429	280	240	135
<b>Média</b>		<b>4.429</b>	<b>280</b>	<b>231</b>	<b>129</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>38</b>	<b>47</b>	<b>22</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>13</b>	<b>21</b>	<b>17</b>

A Tabela 4.32 apresenta um resumo contendo os valores modulares médios determinados pela retroanálise das bacias medidas a 1 mês. Observando-se a Tabela, verifica-se que os valores modulares médios obtidos para a base de macadame seco e a base de brita graduada são bastante similares. O módulo médio obtido na base de brita graduada foi de 279MPa, enquanto que o módulo médio da base de macadame seco foi de 268MPa. O pior resultado foi obtido na pista 02, cuja camada de base de macadame seco apresentou um valor modular médio inferior a 200MPa.

Tabela 4.32 – Valores modulares médios obtidos com a retroanálise para as 7 pistas experimentais. Bacias medidas sobre o revestimento asfáltico 1 mês após a execução.

(Valores de módulo em MPa).

Pista	CAUQ	Base de brita graduada	Base de macadame seco	Sub-base de macadame seco	Camada final 100% P.I (solo)	Camada final 100% P.N (solo)	Camada final de rocha
1	4.124	-	258	-	109	99	-
2	6.325	-	194	-	134	95	-
3	5.522	280	-	-	114	99	-
4	6.394		288	-	-	-	102
5	3.995	-	331	-	-	-	108
6	5.159	277	-	-	-	-	118
7	4.429	280	-	231	-	-	129
Média	5.135	279	268	231	119	98	114

É interessante notar que os valores modulares médios obtidos para o subleito em rocha e o subleito em solo são bastante similares. A primeira vista, isto pode parecer contraditório se analisarmos os dados da Tabela 4.17. Verifica-se que a deflexão média obtida no subleito em solo foi de  $111 \times 10^{-2}$  mm, enquanto que no subleito em rocha foi de  $71 \times 10^{-2}$  mm. Ora, se a deflexão média do subleito de rocha é inferior à média calculada para o subleito de solo, é natural esperar que o valor modular do subleito em rocha seja superior.

Essa aparente contradição pode ser explicada se considerarmos o comportamento não-linear dos materiais, como demonstrado anteriormente na análise do comportamento mecânico das pistas 03 e 06. No caso dos aterros em rocha, por se tratar de um material granular, o comportamento mecânico é dependente da tensão de confinamento atuante. Com a execução das camadas superiores de pavimento, o nível de tensões atuantes no subleito é reduzido, o



que causa a redução do valor modular do material. No caso do subleito de solo coesivo, com a redução na tensão-desvio, ocorre o aumento do valor modular da camada.

#### **4.3.2 Comparação dos resultados da retroanálise com os resultados laboratoriais**

Neste capítulo, propõe-se comparar os valores modulares obtidos por meio de retroanálise com os resultados determinados pelos ensaios triaxiais. A comparação consiste em simular as estruturas de pavimento das pistas experimentais no programa computacional Kenlayer, capaz de realizar análises do tipo não-linear. Considera-se como sendo linear-elástico o comportamento mecânico do concreto asfáltico, do macadame seco e do aterro em rocha, adotando-se no programa os valores modulares médios determinados para esses materiais na retroanálise. No caso do subleito argiloso e da brita graduada, considera-se o comportamento como sendo não-linear e utilizam-se no programa os coeficientes de resiliência determinados pelos ensaios triaxiais dinâmicos. Ao final da análise, o programa gera um relatório que apresenta os valores modulares médios obtidos para as camadas de comportamento não-linear. Esses valores são então comparados com os valores modulares médios que haviam sido obtidos na retroanálise.

Inicialmente, foi feita a análise dos valores modulares médios da camada final da pista 01. Para tanto, fez-se a simulação da estrutura de pavimento da pista experimental 01, adotando-se para o concreto asfáltico o valor modular médio obtido no ensaio de compressão diametral. Para a base de macadame seco, o valor modular médio determinado pela retroanálise. No caso do solo de subleito compactado nas energias de 100% do Proctor intermediário e 100% do Proctor normal, foram utilizados os coeficientes de resiliência obtidos nos ensaios triaxiais. A Figura 4.28 ilustra a estrutura de pavimento simulada.

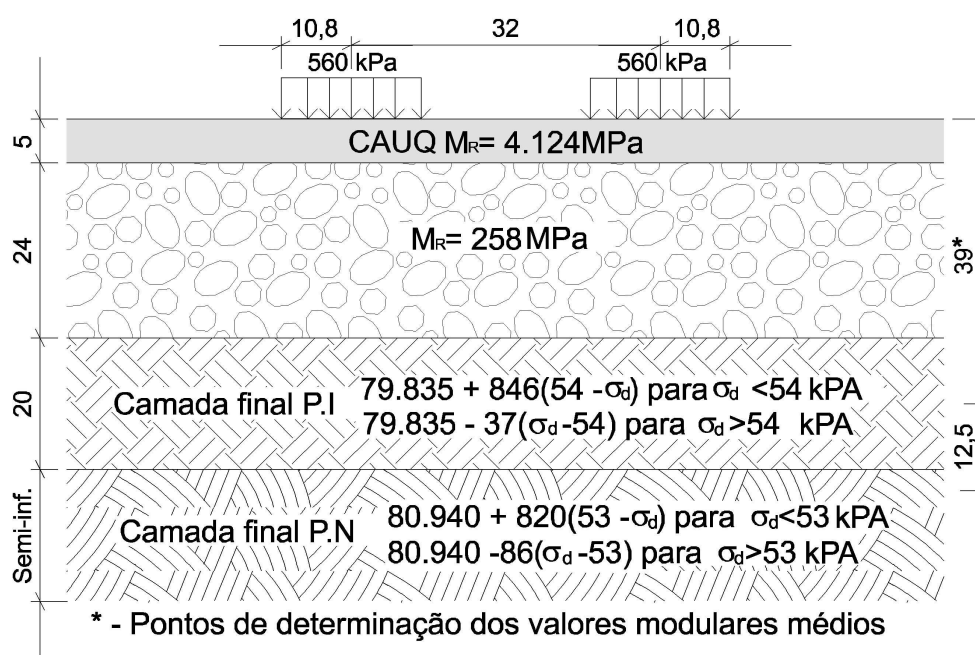


Figura 4.28 – Simulação pista experimental 01.

A Tabela 4.33 apresenta a comparação dos valores modulares médios determinados via retroanálise e via ensaio triaxial. Verifica-se que, para porção semi-infinita do subleito compactada na energia de 100% do Proctor normal, obteve-se uma correlação bastante boa, sendo que no caso da camada superior compactada à 100% do Proctor intermediário, o valor médio obtido no ensaio triaxial foi inferior ao valor calculado na retroanálise. Mesmo assim, considerando a própria dispersão dos resultados, uma diferença de aproximadamente 25% é considerada satisfatória.

Tabela 4.33 – Comparação dos valores modulares médios do subleito da pista 01, determinados por retroanálise e ensaios triaxiais.

Camada	Módulo Médio Retroanálise (MPa)	Módulo Médio Ensaio Triaxial (MPa)	Variação (%)
Camada final P.I	109	87	25%
Camada final P.N	99	96	3%

A Figura 4.29 apresenta a estrutura de pavimento da pista experimental 02. Na simulação, adotou-se para a camada de concreto asfáltico o valor modular médio obtido no ensaio de compressão diametral. Para a base de macadame seco, o valor modular médio determinados

via retroanálise. No caso do subleito, adotaram-se os coeficientes de resiliência determinados nos ensaios triaxiais.

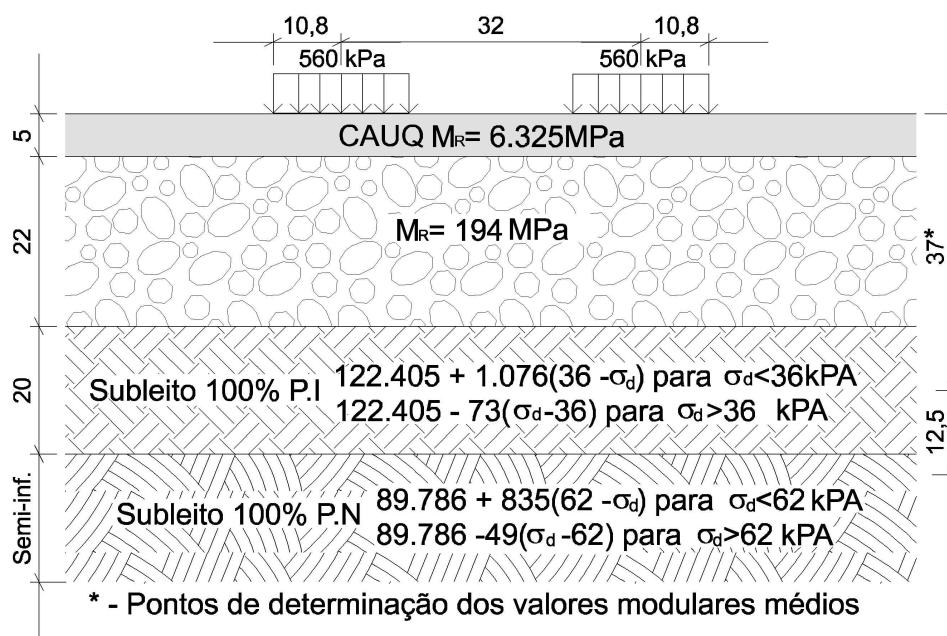


Figura 4.29 – Simulação pista experimental 02.

A Tabela 4.34 apresenta a comparação dos valores modulares médios determinados via retroanálise e via ensaio triaxial. Verifica-se que foi obtida uma correlação bastante satisfatória entre os valores de laboratório e de campo.

Tabela 4.34 – Comparação dos valores modulares médios do subleito da pista 02, determinados por retroanálise e ensaios triaxiais.

Camada	Módulo Médio Retroanálise (MPa)	Módulo Médio Ensaio Triaxial (MPa)	Variação (%)
Camada final P.I	134	123	9%
Camada final P.N	95	109	13%

A Figura 4.30 apresenta a estrutura de pavimento da pista experimental 03. Na simulação, adotou-se para a camada de concreto asfáltico o valor modular médio obtido no ensaio de compressão diametral. Para a base de brita graduada e o subleito adotaram-se os coeficientes de resiliência determinados nos ensaios triaxiais.

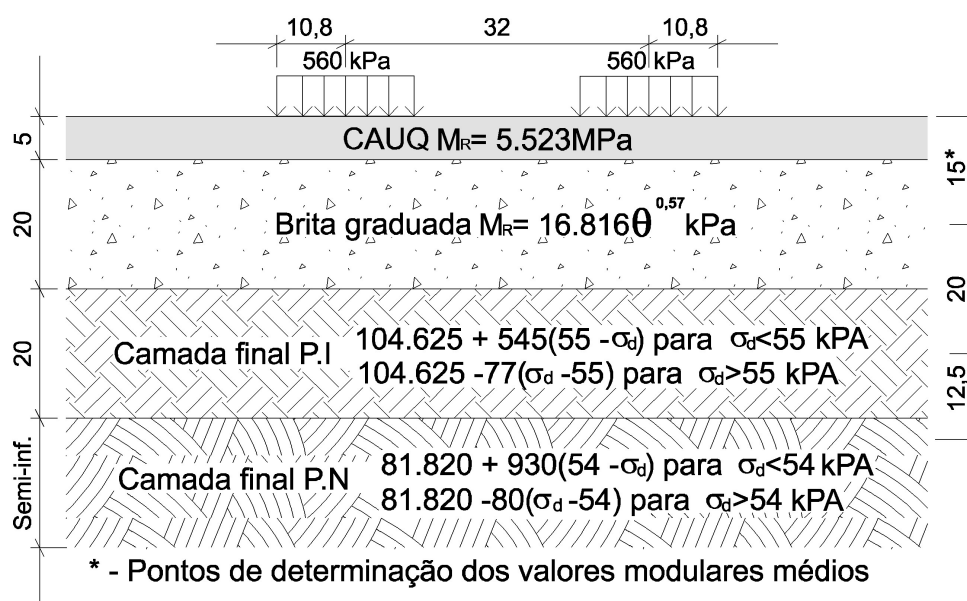


Figura 4.30 – Simulação da pista experimental 03.

A Tabela 4.35 apresenta a comparação dos valores modulares médios determinados via retroanálise e via ensaio triaxial. Vê-se que foi obtida uma correlação muito boa entre os módulos determinados em laboratório e em campo.

Tabela 4.35 – Comparação dos valores modulares médios do subleito e brita graduada da pista 03, determinados por retroanálise e ensaios triaxiais.

Camada	Módulo Médio Retroanálise (MPa)	Módulo Médio Ensaio Triaxial (MPa)	Variação (%)
Camada final P.I	114	105	8%
Camada final P.N	99	96	3%
Brita graduada	280	318	14%

A Figura 4.31 apresenta a estrutura de pavimento da pista experimental 06. Com esta simulação, pretende-se verificar se o valor modular da brita graduada determinado via retroanálise é compatível com o valor de laboratório. Para tanto, foi adotado para o concreto asfáltico o valor modular médio determinado no ensaio de compressão diametral. Para o subleito em rocha, adotou-se o valor modular médio determinado via retroanálise e, para a brita graduada, o modelo resiliente determinado no ensaio triaxial.

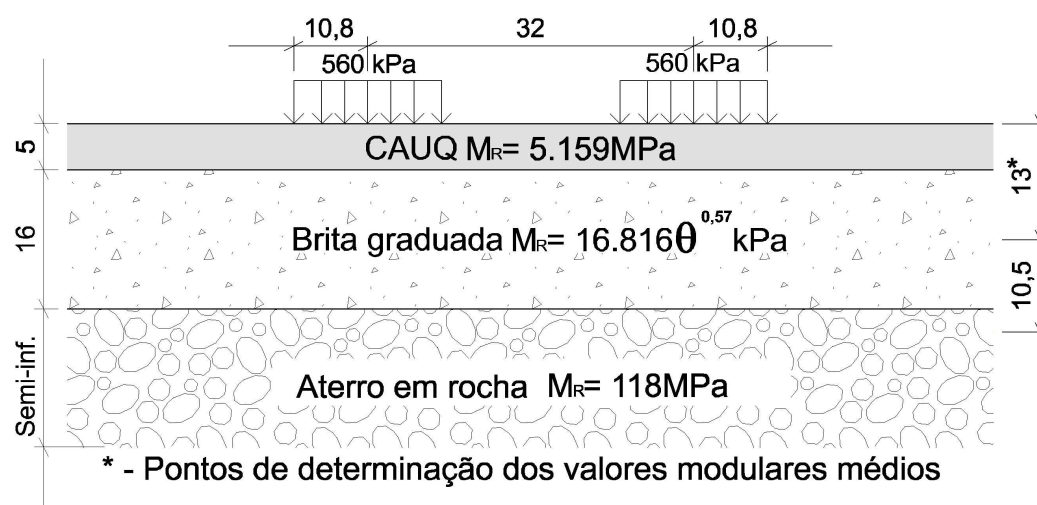


Figura 4.31 – Simulação da pista experimental 06.

A Tabela 4.36 apresenta a comparação dos valores modulares médios determinados via retroanálise e via ensaio triaxial. Verifica-se que foi obtida uma boa correlação entre os dois valores comparados.

Tabela 4.36 – Comparação do valor modular médio da brita graduada da pista 06, determinados por retroanálise e ensaio triaxial.

Camada	Módulo Médio Retroanálise (MPa)	Módulo Médio Ensaio Triaxial (MPa)	Variação (%)
Brita graduada	277	326	18%

## **4.4 EVOLUÇÃO DAS DEFLEXÕES COM O TEMPO**

### **4.4.1 Apresentação dos resultados**

Um dos objetivos da pesquisa era o de acompanhar a evolução das deflexões durante a fase de consolidação, e verificar qual a redução de deflexão obtida pela ação do tráfego. Para tanto, fez-se o acompanhamento deflectométrico das pistas experimentais, medindo-se as deflexões à 0, 1, 6, 18 e 27 meses após a construção. As deflexões iniciais foram medidas em fevereiro de 2005.

As Figuras 4.32 a 4.39 apresentam os perfis de evolução deflectométrica obtidos para cada pista experimental. Vê-se claramente que na pista 05 ocorreu um comportamento anômalo, sendo que as deflexões medidas do lado esquerdo a 6 meses são maiores que aquelas medidas no mesmo lado à 1 mês. Isso não ocorreu do lado direito, o qual apresentou um comportamento mais coerente, com a redução das deflexões à 6 meses. Face a esta constatação, optou-se por eliminar da análise estatística as deflexões medidas à 6 meses no lado esquerdo, considerando-se apenas as deflexões medidas do lado direito nesta data.

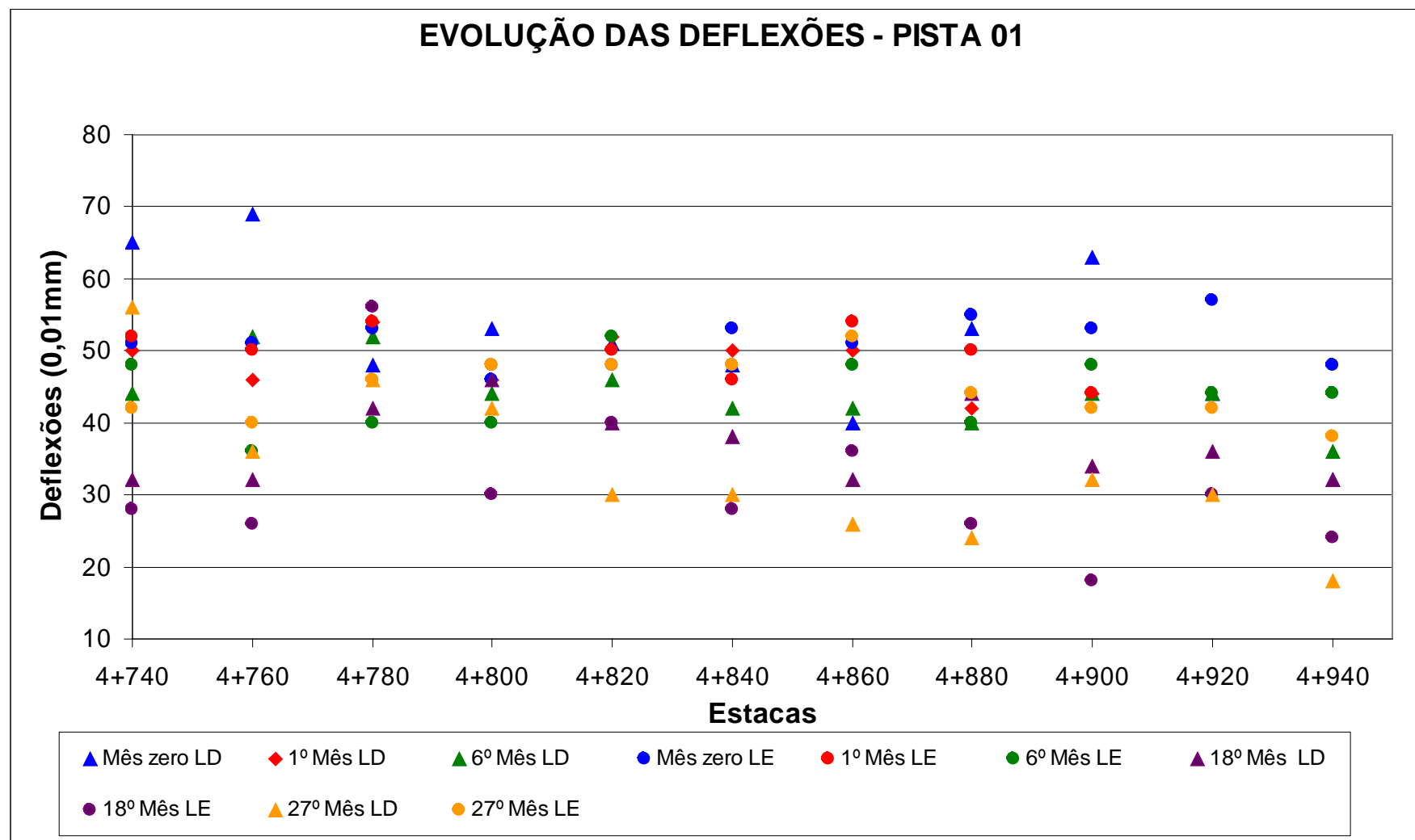


Figura 4.32 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 01.

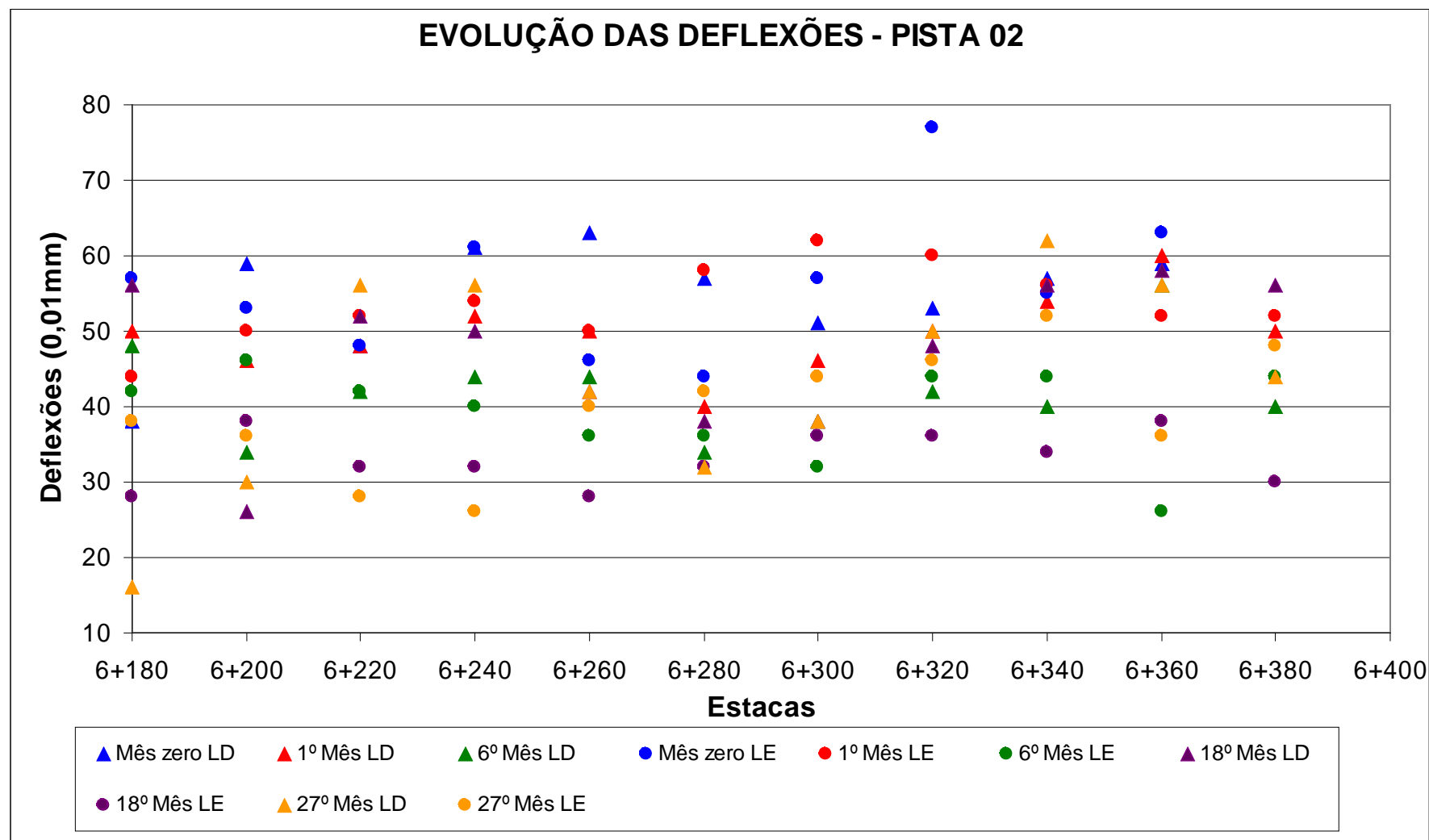


Figura 4.33 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 02.



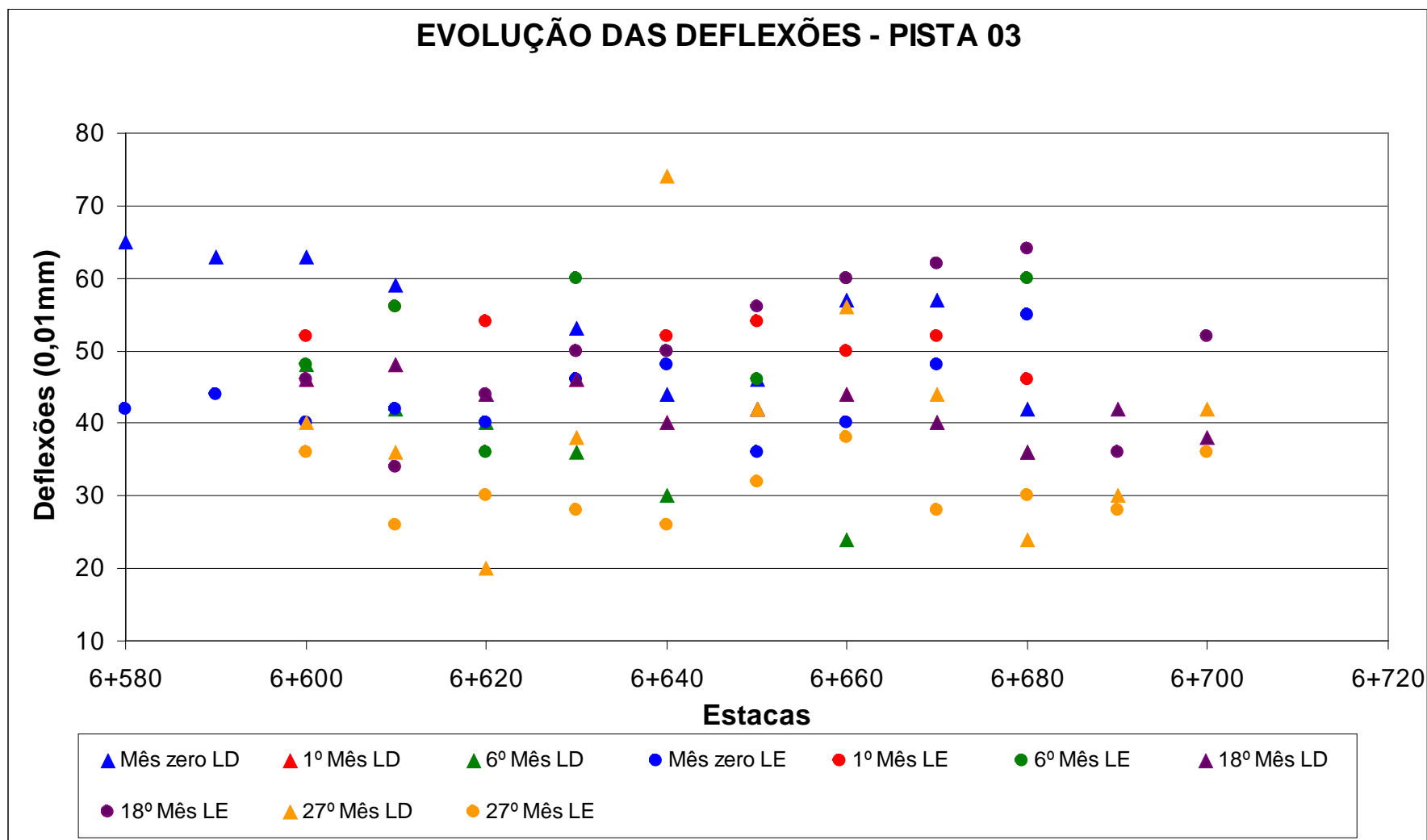


Figura 4.34 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 03.

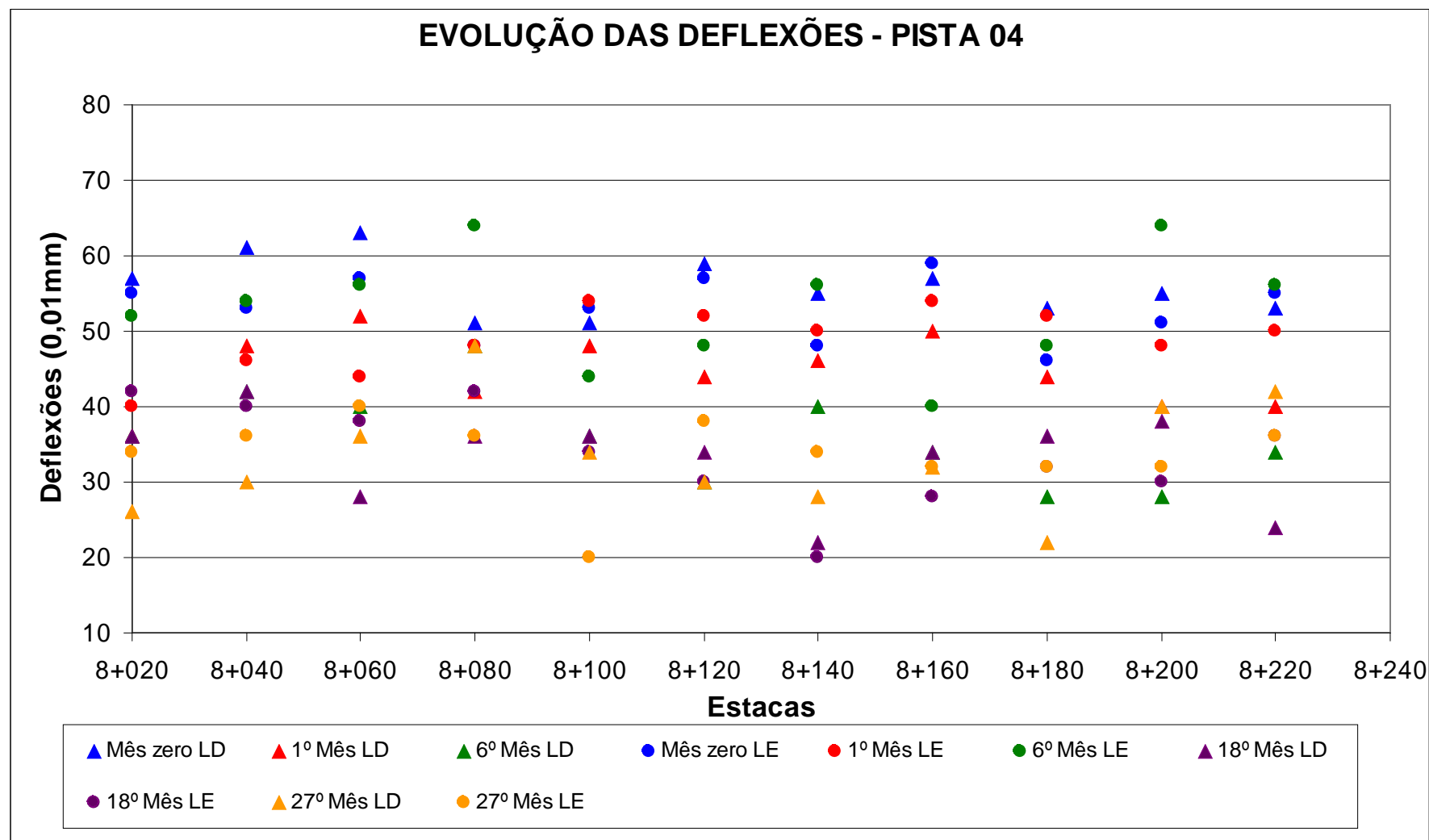


Figura 4.35 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 04.

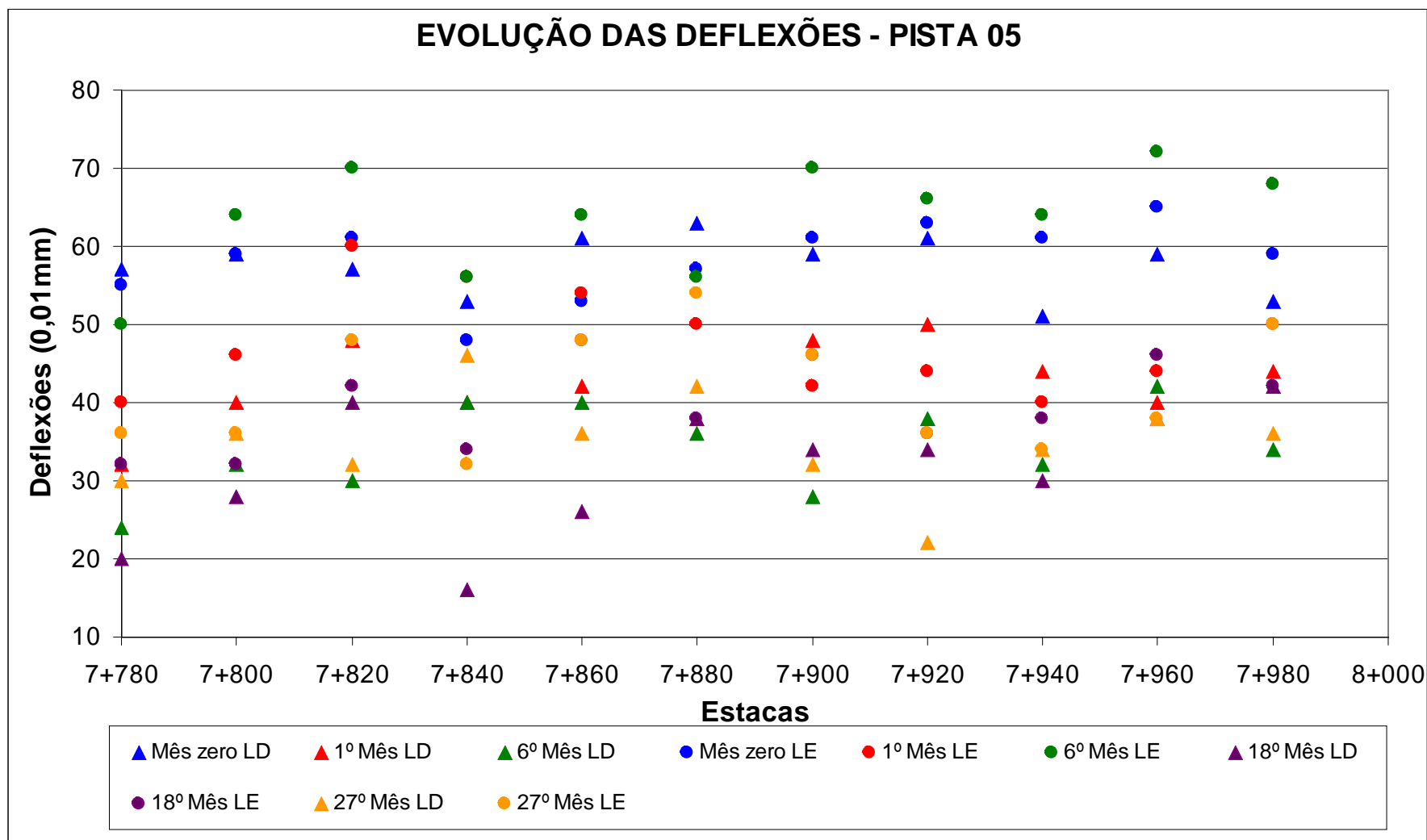


Figura 4.36 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 05.

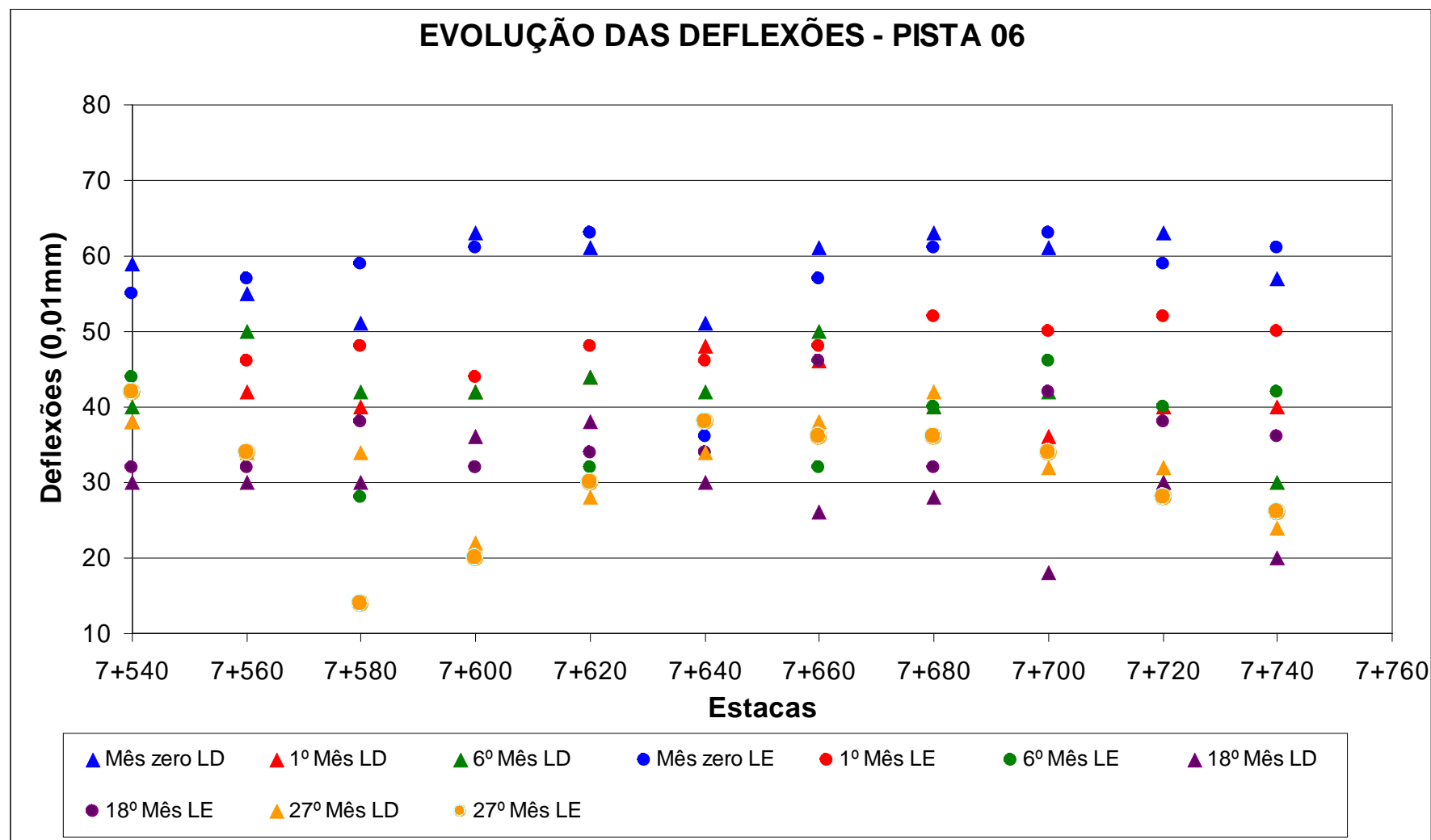


Figura 4.37 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 06.

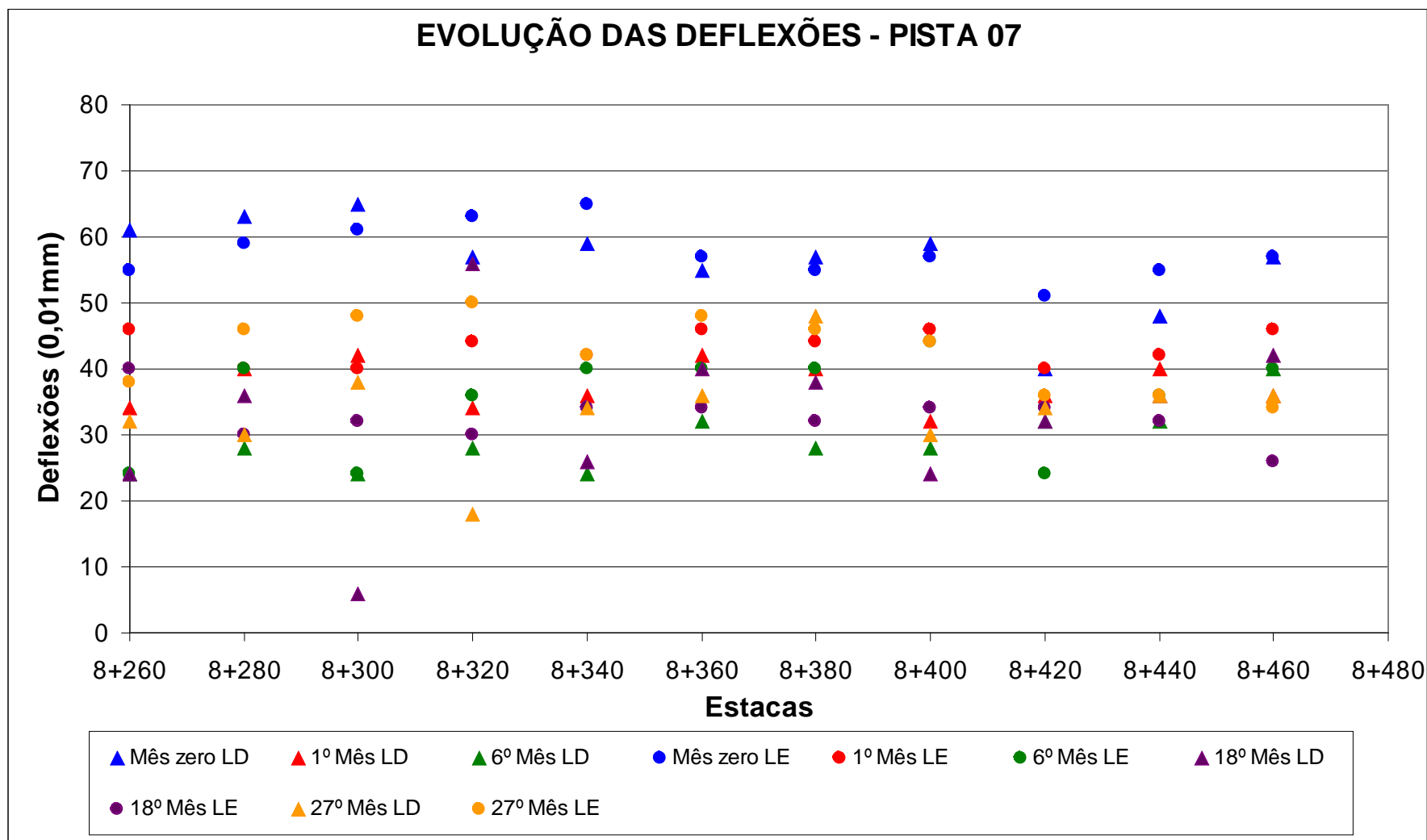


Figura 4.38 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 07.

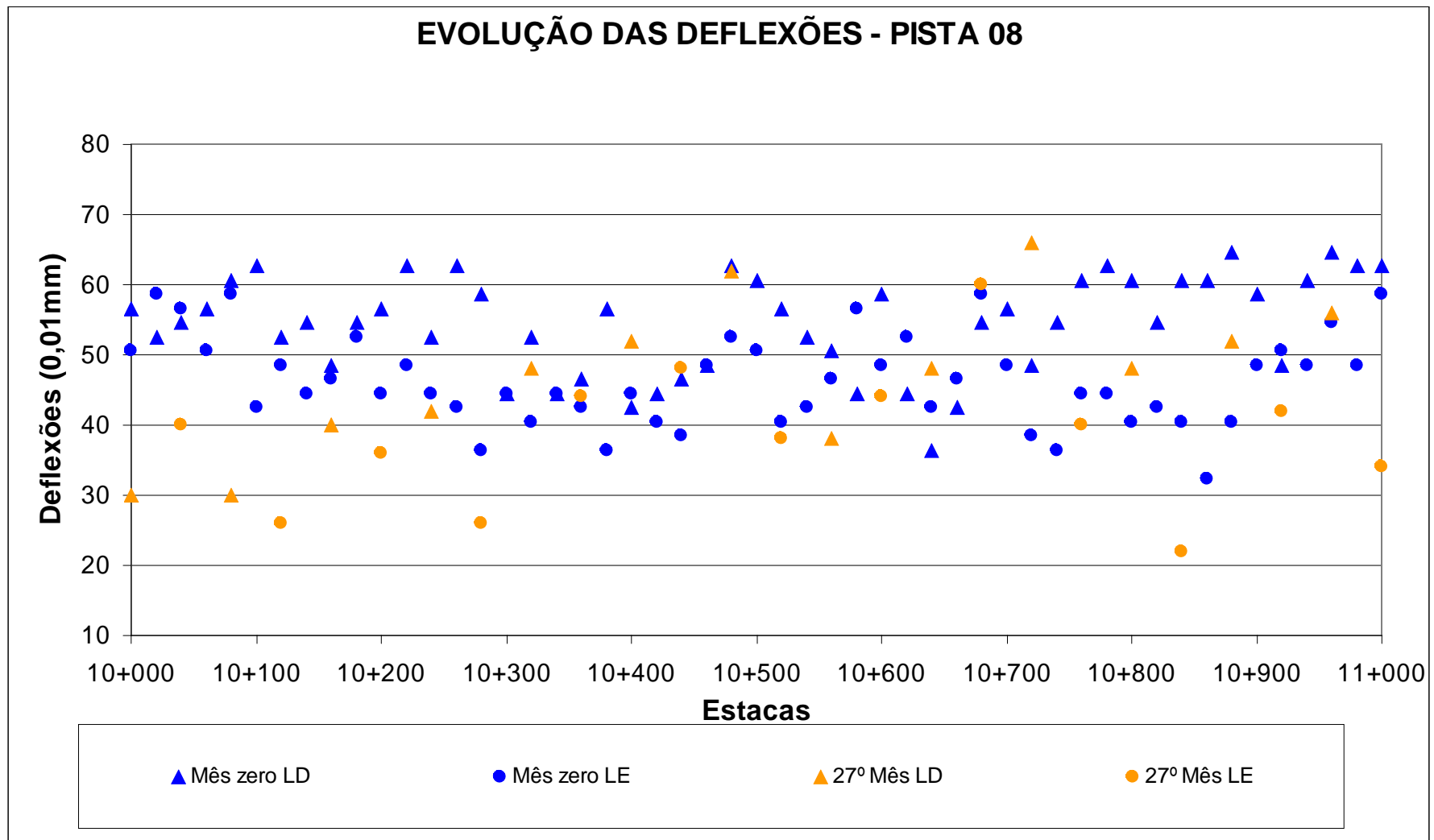


Figura 4.39 – Perfil de evolução deflectométrica – pista 08.

As Tabelas de 4.37 a 4.44 apresentam, para cada pista, os resultados da análise estatística realizada com os dados dos levantamentos deflectométricos.

Tabela 4.37 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 01.

<b>Parâmetro</b>	<b>Mês zero</b>	<b>1º Mês</b>	<b>6º Mês</b>	<b>18º Mês</b>	<b>27º Mês</b>
Média ( $10^{-2}$ mm)	51	50	44	34	39
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	8	4	5	8	10
C.V (%)	15	9	11	25	25
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	59	54	49	43	49

Tabela 4.38 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 02.

<b>Parâmetro</b>	<b>Mês zero</b>	<b>1º Mês</b>	<b>6º Mês</b>	<b>18º Mês</b>	<b>27º Mês</b>
Média ( $10^{-2}$ mm)	55	52	41	40	42
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	8	5	6	10	11
C.V (%)	15	10	15	26	27
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	63	57	47	51	53

Tabela 4.39 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 03.

<b>Parâmetro</b>	<b>Mês zero</b>	<b>1º Mês</b>	<b>6º Mês</b>	<b>18º Mês</b>	<b>27º Mês</b>
Média ( $10^{-2}$ mm)	49	46	44	43	36
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	8	6	11	11	12
C.V (%)	16	13	25	26	33
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	56	52	55	53	47

Tabela 4.40 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 04.

<b>Parâmetro</b>	<b>Mês zero</b>	<b>1º Mês</b>	<b>6º Mês</b>	<b>18º Mês</b>	<b>27º Mês</b>
Média ( $10^{-2}$ mm)	54	47	44	34	34
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	4	5	11	6	6
C.V (%)	8	11	25	19	19
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	58	52	55	40	40

Tabela 4.41 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 05.

<b>Parâmetro</b>	<b>Mês zero</b>	<b>1º Mês</b>	<b>6º Mês</b>	<b>18º Mês</b>	<b>27º Mês</b>
Média ( $10^{-2}$ mm)	58	45	34	35	38
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	4	6	6	8	8
C.V (%)	7	14	16	23	20
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	62	52	40	44	46

Tabela 4.42 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 06.

Parâmetro	Mês zero	1º Mês	6º Mês	18º Mês	27º Mês
Média ( $10^{-2}$ mm)	58	45	39	32	32
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	6	5	6	6	7
C.V (%)	10	10	17	20	22
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	64	49	45	39	39

Tabela 4.43 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 07.

Parâmetro	Mês zero	1º Mês	6º Mês	18º Mês	27º Mês
Média ( $10^{-2}$ mm)	57	40	32	33	38
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	5	4	7	9	8
C.V (%)	10	10	22	28	20
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	62	45	39	42	46

Tabela 4.44 – Análise estatística da evolução das deflexões na pista 08.

Parâmetro	Mês zero	27º Mês
Média ( $10^{-2}$ mm)	49	43
Desvio padrão Sd ( $10^{-2}$ mm)	8	12
C.V (%)	17	27
Def. Característica ( $10^{-2}$ mm)	57	55

#### 4.4.2 Análise dos resultados

A Tabela 4.45 apresenta um quadro resumo com as deflexões médias obtidas para cada pista experimental, em todos os períodos de análise. Já a Figura 4.40 apresenta os mesmos dados, mas de forma gráfica. Verifica-se que, de maneira geral, houve uma redução bastante significativa na deflexão média até o sexto mês após a abertura do tráfego. Após este período, ocorreu uma tendência à estabilização das deflexões, o que pode ser facilmente constatado observando os gráficos das pistas 02, 03, 05 e 07. As exceções foram as pistas 01, 04 e 06, que ainda apresentaram uma redução significativa após este período. Verifica-se que algumas das pistas experimentais apresentaram no 27º mês deflexões levemente superiores às aquelas obtidas no 18º mês. Essas pequenas variações, no entanto, são esperadas e são inerentes ao processo de medida de deflexão com viga Benkelman. Fatores como o teor de umidade das camadas, a temperatura ambiente e a temperatura do concreto asfáltico afetam a determinação das deflexões. No entanto, pode-se dizer que a fase inicial de consolidação da rodovia – na qual o efeito de pós-compactação provoca o aumento da capacidade estrutural do pavimento, e a conseqüente redução no nível deflectométrico – já está concluída, e a mesma encontra-se na



segunda etapa de sua vida útil, a chamada fase elástica – na qual a deflexão permanece com valores praticamente constantes.

Tabela 4.45– Quadro-resumo da evolução da deflexão média com o tempo (em 0,01mm).

Período	Pista 01	Pista 02	Pista 03	Pista 04	Pista 05	Pista 06	Pista 07	Pista 08
<b>Mês zero</b>	51 (2°)	55 (4°)	49 (1°)	54 (3°)	58 (6°)	58 (6°)	57 (5°)	49 (1°)
<b>1º Mês</b>	50 (5°)	52 (6°)	46 (3°)	47 (4°)	45 (2°)	45 (2°)	40 (1°)	-
<b>6º Mês</b>	44 (5°)	41 (4°)	44 (5°)	44 (5°)	34 (2°)	39 (3°)	32 (1°)	-
<b>18º Mês</b>	34 (3°)	40 (5°)	43 (6°)	34 (3°)	35 (4°)	32 (1°)	33 (2°)	-
<b>27º Mês</b>	39 (5°)	42 (6°)	36 (3°)	34 (2°)	38 (4°)	32 (1°)	38 (4°)	43 (7°)

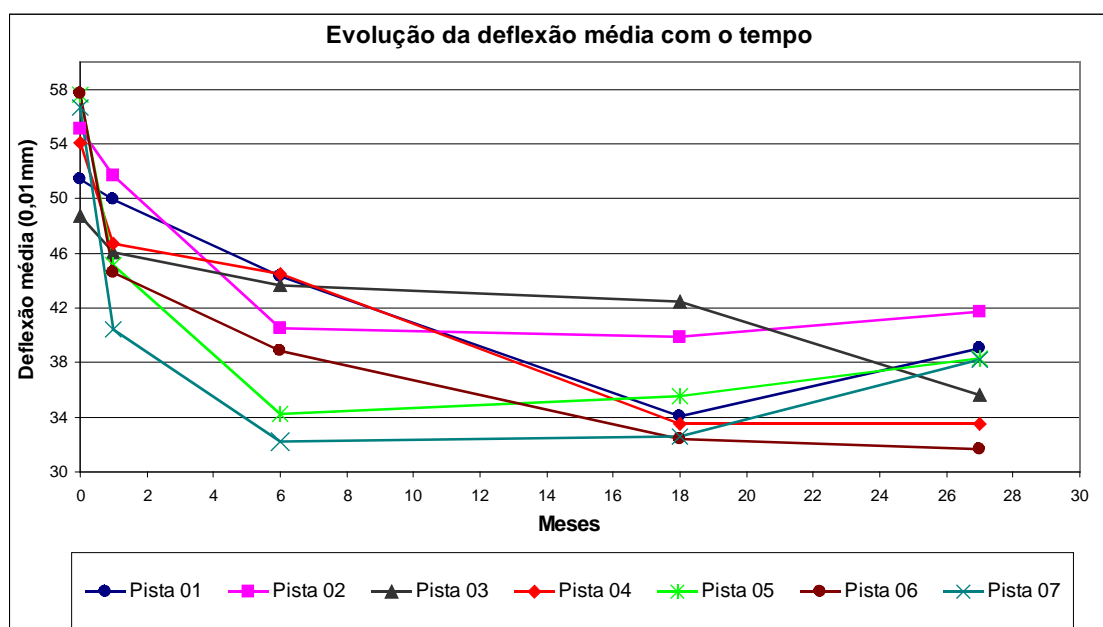


Figura 4.40 – Evolução das deflexões médias com o tempo.

A Tabela 4.46 apresenta a redução percentual das deflexões médias obtidas a 1, 6, 18 e 27 meses em relação a deflexão inicial  $D_0$ . A pista 08 foi a que apresentou a menor redução total na deflexão, sendo que a 18 meses, a redução percentual foi de 13% em relação a deflexão inicial. A pista 06 foi a que apresentou a maior redução deflectométrica, de 45% ao final do período de análise. De maneira geral, as pistas com subleito em rocha apresentaram uma redução deflectométrica significativamente maior do que as pistas com camada final em solo. Verifica-se que, nas pistas com subleito de solo coesivo, obteve-se uma redução na deflexão média de 22% após 27 meses. Nas pistas com subleito de rocha, obteve-se uma redução média de 37% no final do período de análise.

Tabela 4.46 – Redução percentual das deflexões médias obtidas a 1, 6, 18 e 27 meses em relação a deflexão inicial  $D_0$ .

Pistas	1º Mês	6º Mês	18º Mês	27º Mês
1	3%	14%	34%	24%
2	6%	26%	27%	24%
3	5%	10%	13%	27%
8	-	-	-	13%
Média SL solo	4%	16%	24%	22%
4	14%	18%	38%	38%
5	22%	41%	38%	34%
6	23%	33%	44%	45%
7	29%	43%	42%	33%
Média SL rocha	22%	34%	41%	37%

De acordo com TRICHÊS (2000), na rodovia bem executada e finalizada com CAUQ, normalmente ocorre uma redução inicial da deflexão até por volta do sexto/oitavo mês. A partir daí, a estrutura entra em um regime quase que elástico e a ruptura por fadiga normalmente se iniciará por volta do oitavo/nono ano (para período de projeto de 10 anos). Na duplicação da BR 101-SC/Lote 6, verificou-se que a pós-compactação causada pelo tráfego proporcionou uma redução de até 20% no valor da deflexão máxima, valor este bastante semelhante àqueles obtidos para as pistas 01, 02, 03 e 08, de subleito argiloso. Já as pistas construídas sobre subleito de rocha detonada apresentaram uma redução média na deflexão máxima de 37% ao final de 27 meses, valor este muito superior àquele obtido para os segmentos de subleito argiloso. Os resultados da retroanálise das bacias deflectométricas medidas com viga Benkelman apresentados no capítulo anterior indicaram que as camadas de base apresentaram valores modulares semelhantes, independente do tipo de material (se macadame seco ou brita graduada) e do tipo de subleito. Considerando que todas as pistas ficaram sujeitas ao mesmo tráfego e, portanto, ao mesmo carregamento externo, fica claro que o subleito em rocha acabou por apresentar uma pós-compactação (acomodação) mais intensa do que o subleito de solo argiloso. Como não há um controle tecnológico efetivo do grau de compactação desta camada e a liberação é feita com base visual e na análise deflectométrica, a camada pode ficar insuficientemente compactada e sujeita a uma maior pós-compactação (acomodação) após a liberação ao tráfego.

Poder-se-ia, ainda, argumentar que a redução na deflexão ocorreu devido à redução no teor de umidade dos materiais de base e subleito e conseqüente melhoria do comportamento resiliente. Isso pode ser verdadeiro para estruturas de pavimento construídas em regiões mais

quentes e secas do país, nas quais os pavimentos secam e apresentam melhoria de performance em razão desse fenômeno. Mas esse não parece ser o caso para os pavimentos catarinenses, dado que o clima do estado é do tipo subtropical úmido mesotérmico (mais úmido e mais ameno do que o clima predominante na maioria do país), sendo um dos poucos estados brasileiros que apresentam quatro estações climáticas bem definidas. Além disso, o macadame seco e a rocha detonada são estruturas muito permeáveis, que apresentam baixo teor de umidade. Para uma análise mais acurada do fenômeno, seria necessária a abertura de poços de sondagem e a coleta de amostras para determinação do grau de compactação e teor de umidade dos materiais empregados na construção

#### ***4.4.2.1 Evolução da deformação de tração $\epsilon_t$ com o tempo***

Os resultados apresentados no item anterior mostram que, durante o período de consolidação do pavimento, tem-se uma redução expressiva do nível deflectométrico da estrutura. No entanto, a mera análise da deflexão máxima  $D_0$  é insuficiente para caracterizar a capacidade estrutural de um pavimento. Isto porque diferentes estruturas e/ou diferentes combinações de camadas, com capacidades estruturais as mais diversas, podem conduzir à mesma deflexão máxima. É necessário avaliar a capacidade da estrutura de pavimento de distribuir os esforços e tensões oriundos do tráfego, o que pode ser feito pela análise da superfície deformada do pavimento quando da aplicação do carregamento. A forma mais tradicional para a caracterização da bacia de deformação é o raio de curvatura. Quanto maior o raio, melhor é o desempenho da estrutura, pois maior a capacidade de distribuição de tensões e, conseqüentemente, menores são as deformações e deslocamentos atuantes na mesma.

Além disso, a estimativa da deformação de tração  $\epsilon_t$  atuante na base do revestimento asfáltico é fundamental para se determinar a probabilidade de sucesso (isto é, a probabilidade de se atingir a vida útil de projeto) de uma determinada estrutura de pavimento, visto que é a repetição de tais deformações que provoca a fadiga do revestimento asfáltico.

A determinação da deformação de tração  $\epsilon_t$  pode ser feita por meio de medidas diretas (através de medidores de deformação do tipo *strain gages*) ou estimada por meio de bacias deflectométricas. Neste último pode-se, por meio de retroanálise, aferir os módulos de elasticidade médios das camadas constituintes do pavimento e daí calcular, por meio de

análise computacional, o valor da deformação  $\varepsilon_t$ . Outra maneira consiste em utilizar o raio de curvatura para tal. Existem métodos e correlações que permitem, através da análise da forma da deformada, estimar a deformação atuante na base do concreto asfáltico. MOMM et al. (2003) compararam o valor  $\varepsilon_t$  registrado por células de deformação colocadas na base do revestimento asfáltico de uma pista experimental construída no LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) da França com os valores estimados por diferentes métodos baseados na bacia de deformação medida em campo. No estudo, verificou-se que um método que aliava os conceitos geométricos das curvas circulares aos princípios da Mecânica dos Sólidos foi o que apresentou os melhores resultados, e obteve-se uma boa correlação entre a deformação medida em campo e o valor estimado. A equação utilizada é apresentada a seguir.

$$\varepsilon_t = E_R \cdot \arccos \left[ 1 - \left( \frac{F}{R} \right) \right] \quad (4.12)$$

Onde:

$E_R$  – espessura do revestimento asfáltico, em metros;

$F$  – diferença entre a deflexão máxima  $D_0$  e a deflexão medida a 25 centímetros do ponto de aplicação de carga ( $D_{25}$ ), em metros;

$R$  – Raio de curvatura, em metros; e,

$\arccos$  – função arco cosseno do termo entre colchetes, em radianos.

É importante ressaltar que o uso desta expressão apresentou resultados adequados para o caso específico analisado pelos autores, que era a estimativa da deformação de tração causada por um carregamento de eixo simples de roda dupla de 130kN (65kN no semi-eixo) e pressão de contato de 887kPa, a uma velocidade de 70km/h, em uma estrutura de pavimento robusta, com 40cm de base granular e revestimento asfáltico de 10,5cm de espessura. Ou seja, um carregamento muito diferente daquele utilizado com a viga Benkelman e uma estrutura de pavimento bastante diferente daquelas analisadas neste trabalho. No entanto, devido a falta de outros instrumentos de análise mais apropriados, utilizou-se desta expressão para a estimativa dos valores de  $\varepsilon_t$  atuantes na fibra inferior do revestimento asfáltico das pistas experimentais. Esses valores foram calculados para todas as pistas, em todas as campanhas de medições. As Tabelas 4.47 a 4.54 apresentam o resumo estatístico dos resultados obtidos. Todos os resultados são apresentados em microdeformações.

Tabela 4.47 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 01.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	140	21	15%
1	62	14	22%
6	80	17	21%
18	69	29	41%
27	62	18	30%

Tabela 4.48 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 02.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	168	34	20%
1	70	19	27%
6	50	15	30%
18	82	24	30%
27	56	25	45%

Tabela 4.49 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 03.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	120	19	16%
1	52	14	27%
6	64	24	36%
18	91	46	50%
27	43	20	46

Tabela 4.50 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 04.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	105	28	26%
1	51	12	23%
6	70	16	24%
18	71	14	21%
27	41	12	29%

Tabela 4.51 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 05.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	129	19	15%
1	54	14	26%
6	61	13	21%
18	71	23	32%
27	54	17	31%

Tabela 4.52 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 06.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	108	17	16%
1	56	12	22%
6	69	19	27%
18	68	18	27%
27	43	24	55%

Tabela 4.53 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 07.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	120	23	19%
1	61	20	33%
6	75	20	26%
18	91	33	37%
27	72	29	40%

Tabela 4.54 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  no revestimento, Pista 08.

Mês	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
0	75	18	24%
27	67	22	33%

A Tabela 4.55 apresenta um resumo contendo os valores médios de deformação estimados para cada pista, em todos os levantamentos realizados. Também é apresentada, para cada pista, a redução percentual média da deformação de tração com o tempo em relação à deformação inicial medida no mês zero. Vê-se que, logo no primeiro mês, ocorreu uma redução bastante significativa no valor médio de  $\epsilon_t$ , da ordem de 50%. Depois disso, parece ter ocorrido uma estabilização dos valores. Verifica-se, pela Tabela, que não ocorreu uma

redução contínua da deformação com o passar do tempo. Ao contrário, em alguns períodos houve um aumento da deformação, seguido por novas reduções. Essas diferenças entre os valores calculados para os meses seguintes podem ser atribuídas a pouca repetibilidade das leituras da viga Benkelman, assim como as influências sazonais, que afetam a precisão das medições.

Tabela 4.55 – Estimativa da deformação  $\epsilon_t$  média para cada pista (em microdeformações).

Parâmetro	Pista 1	Pista 2	Pista 3	Pista 4	Pista 5	Pista 6	Pista 7	Pista 8
$\epsilon_t$ médio mês zero	140	168	120	105	129	108	120	75
$\epsilon_t$ médio 1º mês	62	70	52	51	54	56	61	-
$\epsilon_t$ médio 6º mês	80	50	64	70	61	69	75	-
$\epsilon_t$ médio 18º mês	69	82	91	70	71	68	91	-
$\epsilon_t$ médio 27º mês	62	56	43	41	54	43	72	67
Variação 1/0	56%	58%	56%	51%	58%	48%	49%	-
Variação 6/0	43%	70%	46%	34%	53%	36%	37%	-
Variação 18/0	50%	51%	24%	33%	45%	37%	24%	-
Variação 27/0	56%	67%	64%	61%	59%	60%	40%	10%

A Figura 4.41 apresenta a evolução da deformação  $\epsilon_t$  média com o tempo para cada pista. Ocorreu uma redução bastante significativa dos valores médios no primeiro mês, com um pequeno aumento nos valores nos 6º e 18º meses e nova redução dos valores no 27º mês. Essa tendência de comportamento pode ser observada para todas as pistas. Como explicado anteriormente, essas variações devem ocorrer devido a fatores como a baixa repetibilidade das leituras e efeitos sazonais (tais como variações de temperatura e de umidade), que afetam o comportamento elástico do pavimento. Pode-se ver do gráfico que o valor de  $\epsilon_t$  médio determinado para a pista 08 no mês zero é muito inferior aos valores determinados para as demais pistas. No entanto, deve-se considerar que esta não é uma pista experimental, e foi selecionada *a posteriori* para a análise. Desse modo, as deflexões iniciais da pista 08 não foram medidas na mesma campanha que as demais e, novamente, os fatores sazonais podem ter influenciado no resultado. Isso é muito provável, visto a pequena diferença entre as deformações iniciais e aquelas calculadas para o vigésimo sétimo mês desta pista.

Analisando a Figura 4.41, vê-se que não há um padrão de comportamento indicando qual tipo de material de base conduz a menores deformações no revestimento asfáltico. No 27º mês, as maiores deformações foram registradas nas pistas 7 e 8, que apresentam a mesma estrutura

convencional de pavimento (sub-base de macadame seco e base de brita graduada) assente sobre subleitos de rocha detonada e solo, respectivamente. As menores deformações foram registradas nas pistas 3, 4 e 6, que apresentaram no 27 mês praticamente os mesmos valores médios de  $\epsilon_t$ . Com base nesses resultados, pode-se concluir que o macadame seco, quando aplicado como camada de base, conduz a deformações de tração  $\epsilon_t$  na base do revestimento asfáltico de magnitude semelhante àsquelas observadas quando do uso de brita graduada, o que indica que o material apresenta uma capacidade estrutural e de distribuição de tensões adequada para esse tipo de aplicação em rodovias desse porte.

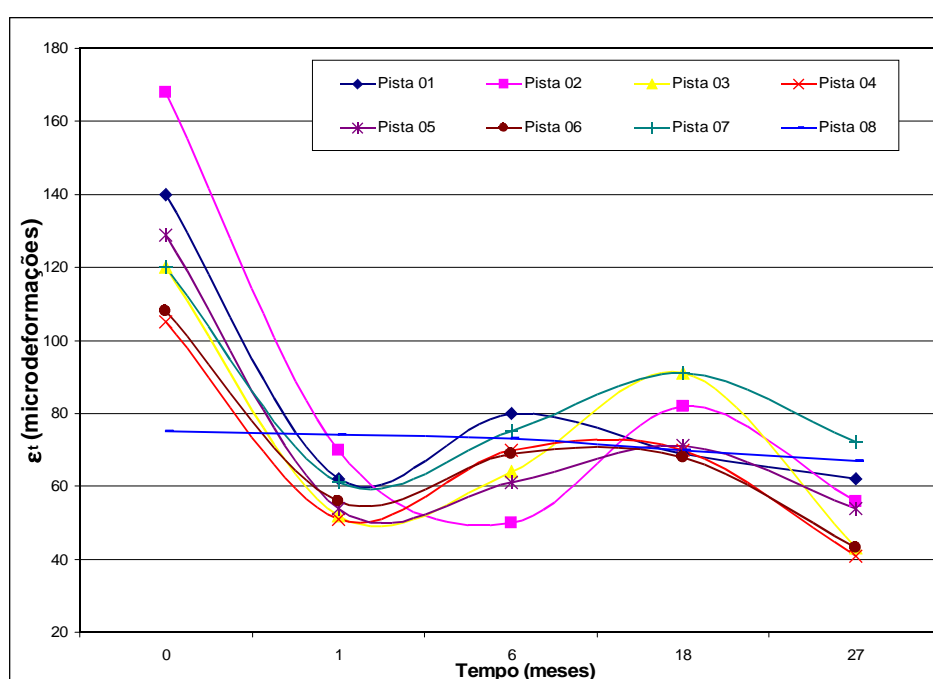


Figura 4.41 – Evolução da deformação  $\epsilon_t$  com o tempo.

## 4.5 LEVANTAMENTO DEFLECTOMÉTRICO COM FWD

### 4.5.1 Apresentação dos resultados

Em adição ao controle deflectométrico realizado com viga Benkelman, realizou-se o levantamento das deflexões com o FWD (Falling Weight Deflectometer) após a execução das pistas experimentais. O levantamento foi realizado em maio de 2005. As medidas deflectométricas foram feitas cerca de 3 meses após a construção das pistas experimentais



A Tabela 4.56 apresenta o resumo estatístico das deflexões medidas em campo. Verifica-se que as pistas 04, 05, 06 e 07, de camada final em rocha, apresentaram deflexões menores que aquelas obtidas nas pistas 01, 02, 03 e 08, de camada final em argila. Verifica-se também que os coeficientes de variação calculados são bastante reduzidos, o que indica uma grande uniformidade nas deflexões medidas.

Tabela 4.56 – Resumo estatístico das deflexões medidas com o FWD.

<b>Parâmetros</b>	<b>Pista 01</b>	<b>Pista 02</b>	<b>Pista 03</b>	<b>Pista 04</b>	<b>Pista 05</b>	<b>Pista 06</b>	<b>Pista 07</b>	<b>Pista 08</b>
Deflexão média (0,01mm)	42	38	39	32	34	33	32	43
Desvio padrão (0,01mm)	4	4	5	4	4	3	3	9
Coeficiente de variação (%)	10	10	13	12	10	10	10	22
Deflexão característica (0,01mm)	46	41	44	36	38	36	35	52

As Tabelas de 4.57 a 4.64 apresentam os resultados das retroanálises das bacias deflectométricas medidas com o FWD. Como nas demais retroanálises, adotou-se para a camada de revestimento asfáltico o valor modular médio obtido nos ensaios de compressão diametral dinâmico. Vale observar que obteve-se, para praticamente todas as bacias, um bom ajuste entre as bacias medidas em campo e aquelas calculadas, sendo que todos os pontos da bacia medida em campo ajustavam-se com aqueles obtidos teoricamente, o que dificilmente ocorre nas bacias medidas com a viga Benkelman.

Tabela 4.57 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 01.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada Final (Mpa)
4+740	LD	4.124	500	170
4+760	LD	4.124	420	140
4+780	LD	4.124	460	140
4+800	LD	4.124	460	140
4+821	LD	4.124	510	130
4+840	LD	4.124	400	150
4+859	LD	4.124	480	150
4+881	LD	4.124	420	150
4+900	LD	4.124	500	145
4+921	LD	4.124	400	135
4+942	LD	4.124	580	170
4+750	LE	4.124	500	140
4+770	LE	4.124	480	135
4+790	LE	4.124	440	145
4+810	LE	4.124	380	145
4+830	LE	4.124	350	160
4+850	LE	4.124	450	185
4+870	LE	4.124	330	170
4+890	LE	4.124	340	180
4+910	LE	4.124	600	230
4+930	LE	4.124	480	210
<b>Média</b>		<b>4.124</b>	<b>451</b>	<b>158</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>71</b>	<b>26</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>16</b>	<b>16</b>

Tabela 4.58 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 02.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final (MPa)
6+180	LD	6.325	550	125
6+200	LD	6.325	850	155
6+220	LD	6.325	650	145
6+241	LD	6.325	600	140
6+260	LD	6.325	600	140
6+281	LD	6.325	800	140
6+300	LD	6.325	600	150
6+321	LD	6.325	670	140
6+340	LD	6.325	600	125
6+360	LD	6.325	450	110
6+380	LD	6.325	600	120
6+190	LE	6.325	600	140
6+210	LE	6.325	700	140
6+230	LE	6.325	680	140
6+250	LE	6.325	650	120
6+270	LE	6.325	570	120
6+290	LE	6.325	600	130
6+310	LE	6.325	650	145
6+330	LE	6.325	650	130
6+350	LE	6.325	500	120
6+370	LE	6.325	600	120
<b>Média</b>		<b>6.325</b>	<b>627</b>	<b>133</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>88</b>	<b>12</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>14</b>	<b>9</b>

Tabela 4.59 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 03.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Brita Graduada (MPa)	Camda final (MPa)
6+580	LD	5.522	580	165
6+590	LD	5.522	600	155
6+600	LD	5.522	550	150
6+610	LD	5.522	550	140
6+620	LD	5.522	750	130
6+630	LD	5.522	750	130
6+640	LD	5.522	740	130
6+650	LD	5.522	900	130
6+660	LD	5.522	850	150
6+670	LD	5.522	700	170
6+680	LD	5.522	750	180
6+691	LD	5.522	700	180
6+700	LD	5.522	750	150
6+710	LD	5.522	700	120
6+585	LE	5.522	400	100
6+595	LE	5.522	500	120
6+605	LE	5.522	550	130
6+615	LE	5.522	540	140
6+625	LE	5.522	500	130
6+635	LE	5.522	480	135
6+644	LE	5.522	350	145
6+655	LE	5.522	300	152
6+665	LE	5.522	500	165
6+675	LE	5.522	550	190
6+685	LE	5.522	550	180
6+695	LE	5.522	650	140
6+705	LE	5.522	650	140
<b>Média</b>		<b>5.522</b>	<b>607</b>	<b>146</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>145</b>	<b>22</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>24</b>	<b>15</b>

Tabela 4.60 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 04.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final (MPa)
8+020	LD	6.394	600	210
8+040	LD	6.394	620	135
8+060	LD	6.394	650	140
8+081	LD	6.394	650	125
8+100	LD	6.394	750	200
8+120	LD	6.394	950	230
8+140	LD	6.394	700	215
8+160	LD	6.394	720	170
8+180	LD	6.394	900	170
8+200	LD	6.394	750	150
8+220	LE	6.394	750	195
8+030	LE	6.394	800	155
8+050	LE	6.394	780	150
8+070	LE	6.394	850	135
8+090	LE	6.394	780	160
8+110	LE	6.394	700	210
8+130	LE	6.394	700	220
8+150	LE	6.394	700	260
8+170	LE	6.394	650	160
8+190	LE	6.394	800	180
8+210	LE	6.394	650	170
<b>Média</b>		<b>6.394</b>	<b>736</b>	<b>178</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>91</b>	<b>36</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>12</b>	<b>20</b>

Tabela 4.61 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 05.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final (MPa)
7+780	LD	3.995	750	190
7+800	LD	3.995	850	190
7+820	LD	3.995	750	180
7+840	LD	3.995	550	250
7+860	LD	3.995	650	160
7+880	LD	3.995	750	180
7+900	LD	3.995	760	190
7+920	LD	3.995	750	180
7+940	LD	3.995	620	155
7+960	LD	3.995	420	150
7+980	LD	3.995	550	150
7+790	LE	3.995	900	190
7+810	LE	3.995	800	130
7+830	LE	3.995	600	250
7+850	LE	3.995	700	320
7+870	LE	3.995	750	155
7+890	LE	3.995	800	170
7+909	LE	3.995	800	200
7+930	LE	3.995	850	165
7+950	LE	3.995	580	145
7+970	LE	3.995	550	175
<b>Média</b>		<b>3.995</b>	<b>701</b>	<b>185</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>125</b>	<b>43</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>18</b>	<b>23</b>

Tabela 4.62 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 06.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Brita Graduada (MPa)	Camada final (MPa)
7+540	LD	5.159	900	230
7+560	LD	5.159	550	250
7+580	LD	5.159	850	180
7+600	LD	5.159	700	170
7+620	LD	5.159	780	190
7+640	LD	5.159	680	180
7+661	LD	5.159	750	190
7+679	LD	5.159	900	250
7+700	LD	5.159	600	225
7+721	LD	5.159	680	270
7+740	LD	5.159	680	220
7+550	LE	5.159	850	230
7+570	LE	5.159	750	210
7+590	LE	5.159	780	180
7+610	LE	5.159	750	220
7+630	LE	5.159	750	190
7+650	LE	5.159	700	160
7+670	LE	5.159	700	180
7+690	LE	5.159	950	200
7+710	LE	5.159	800	200
7+730	LE	5.159	850	210
<b>Média</b>		<b>5.159</b>	<b>760</b>	<b>206</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>101</b>	<b>29</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>13</b>	<b>14</b>

Tabela 4.63 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 07.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Brita Graduada (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final (MPa)
8+260	LD	4.429	650	500	220
8+280	LD	4.429	700	500	200
8+300	LD	4.429	690	400	200
8+320	LD	4.429	690	500	220
8+340	LD	4.429	690	450	200
8+360	LD	4.429	520	380	180
8+381	LD	4.429	680	500	220
8+400	LD	4.429	500	350	240
8+420	LD	4.429	650	450	230
8+440	LD	4.429	500	320	190
8+460	LD	4.429	550	370	250
8+270	LE	4.429	650	350	220
8+290	LE	4.429	600	300	220
8+310	LE	4.429	650	350	220
8+330	LE	4.429	500	300	180
8+350	LE	4.429	590	400	160
8+369	LE	4.429	500	350	180
8+390	LE	4.429	490	240	210
8+410	LE	4.429	550	260	260
8+430	LE	4.429	400	280	240
8+450	LE	4.429	350	300	290
<b>Média</b>		<b>4.429</b>	<b>576</b>	<b>374</b>	<b>216</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>101</b>	<b>83</b>	<b>30</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>18</b>	<b>22</b>	<b>14</b>

Tabela 4.64 – Resultados da retroanálise de bacias medidas com o FWD. Pista 08.

Estaca	Lado	CAUQ (MPa)	Brita Graduada (MPa)	Macadame Seco (MPa)	Camada final (MPa)
9+800	LD	5.000	450	300	160
10+000	LD	5.000	580	350	140
10+200	LD	5.000	520	300	165
10+402	LD	5.000	350	220	175
10+599	LD	5.000	450	190	100
10+801	LD	5.000	300	190	170
10+999	LD	5.000	450	300	70
11+200	LD	5.000	450	210	175
9+900	LE	5.000	400	250	180
10+301	LE	5.000	440	250	170
10+500	LE	5.000	500	400	140
10+701	LE	5.000	450	350	300
10+900	LE	5.000	300	200	190
<b>Média</b>		<b>5.000</b>	<b>434</b>	<b>270</b>	<b>164</b>
<b>Desvio padrão</b>		<b>-</b>	<b>81</b>	<b>69</b>	<b>53</b>
<b>C.V (%)</b>		<b>-</b>	<b>19</b>	<b>26</b>	<b>32</b>

#### 4.5.2 Análise dos resultados

A Tabela 4.65 apresenta um resumo contendo os valores modulares médios determinados na retroanálise das bacias deflectométricas medidas com o FWD. Vê-se que os módulos obtidos são significativamente maiores do aqueles determinados pela retroanálise de bacias medidas com a viga Benkelman, especialmente no caso das camadas de base, que obtiveram valores modulares elevados.

Tabela 4.65 – Valores modulares médios obtidos da retroanálise de bacias deflectométricas medidas com o FWD. Valores em MPa.

Pista	CAUQ	Base de brita graduada	Base de macadame seco	Sub-base de macadame seco	Camada final em solo	Camada final em rocha
1	4.124	-	554	-	147	-
2	6.325	-	627	-	133	-
3	5.522	607	-	-	146	-
4	6.394		736	-	-	178
5	3.995	-	701	-	-	185
6	5.159	760	-	-	-	206
7	4.429	694	-	347	-	212
8	5.000	434	-	270	164	-

Na comparação das diferenças entre os valores modulares obtidos com a viga Benkelman e o FWD, duas considerações devem ser feitas. Primeiro, que as bacias deflectométricas obtidas com o FWD foram medidas cerca de 3 meses após a abertura da rodovia ao tráfego, enquanto que as bacias medidas com a viga Benkelman e utilizadas na retroanálise foram medidas cerca de 1 mês após a abertura. Devido ao efeito de pós-compactação da estrutura de pavimento, é de esperar que os valores modulares obtidos à ulterior sejam maiores. Para uma comparação adequada entre os resultados obtidos com a retroanálise das bacias de deformação medidas com viga Benkelman e FWD, seria necessária a utilização dos dois equipamentos no mesmo período, o que não foi possível. Outro ponto a ser considerado é que o carregamento com o FWD é de uma natureza mais dinâmica e os programas utilizados na retroanálise consideram um carregamento estático, ou seja, mais próximo do que é observado com a viga Benkelman.

Outro fator importante é que, de maneira geral, as deflexões medidas com o FWD são menores do que aquelas medidas com a viga Benkelman. Diversos pesquisadores tem buscado estabelecer correlações entre as deflexões medidas com o FWD e a viga Benkelman. FABRICIO et al apud DNIT (2006a), estabeleceu as seguintes correlações para a determinação da deflexão característica:

$$D_{VB} = 20,645 \cdot (D_{FWD} - 19)^{0,351} \quad \text{para } D_{FWD} < 85 \times 10^{-2} \text{ mm, com } r^2 = 0,952 \quad (4.13)$$

$$D_{VB} = 8,964 \cdot (D_{FWD} - 60)^{0,715} \quad \text{para } D_{FWD} > 85 \times 10^{-2} \text{ mm, com } r^2 = 0,933$$

Onde:

$D_{VB}$  – deflexão com viga Benkelman, em  $10^{-2}$  mm;

$D_{FWD}$  – deflexão com FWD, em  $10^{-2}$  mm.

PINTO (1991), em sua tese de doutorado, propôs a seguinte relação:

$$D_{VB} = -5,73 + 1,396 \cdot D_{FWD} \quad (4.14)$$

BORGES (2003), em sua dissertação de mestrado, estabeleceu diversos modelos de correlação com base em medições realizadas em rodovias pertencentes à malha rodoviária estadual de Santa Catarina. Obteve-se a seguinte correlação para estruturas de pavimento com revestimento asfáltico de 5cm de espessura:

$$D_{VB} = 1,180 \cdot D_{FWD} - 0,710 \quad , \text{ com } r^2 = 0,73 \quad (4.15)$$

Considerando-se um intervalo de deflexões FWD entre 30 e 60x10<sup>-2</sup>mm (o que corresponde aproximadamente ao intervalo das deflexões obtidas em campo), verifica-se pela Figura 4.42 que as deflexões equivalentes em viga Benkelman são cerca de 15 a 20% maiores, dependendo do método considerado. Uma diferença de até 20% entre os dois equipamentos é bastante significativa, e traduz-se em valores modulares mais elevados no caso de bacias deflectométricas medidas com o FWD.

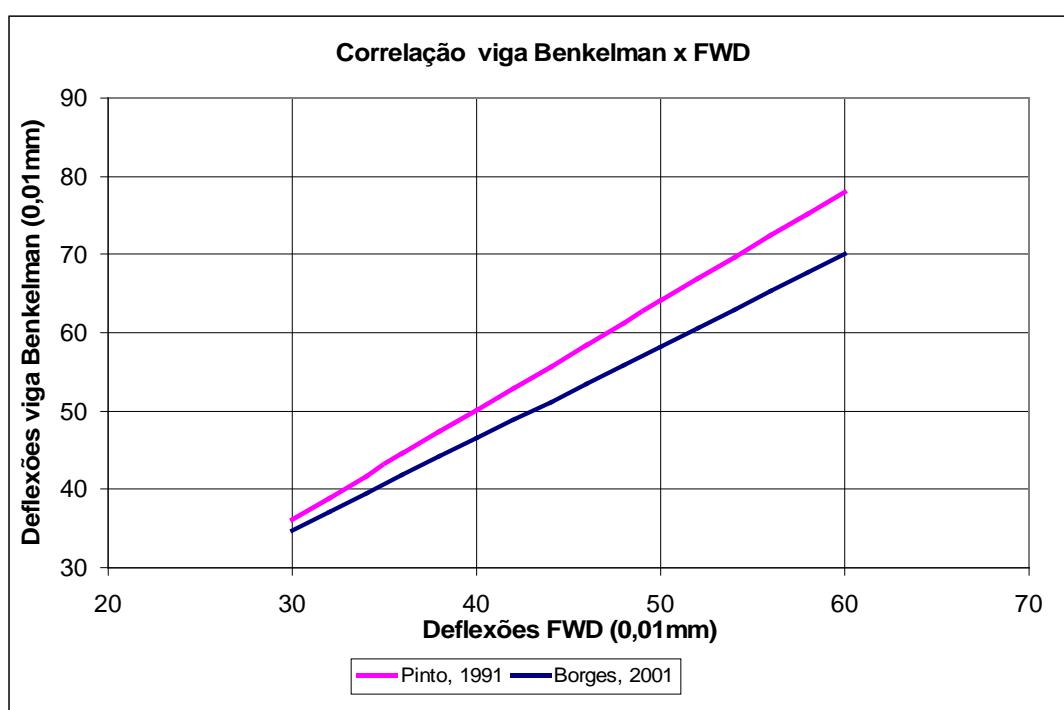


Figura 4.42 – Correlação viga Benkelman x FWD.

Outro fator que deve ser considerado é o comportamento mecânico da camada de revestimento asfáltico. Durante a retroanálise, adotou-se para o concreto asfáltico os valores modulares médios determinados nos ensaios de compressão diametral dinâmico. Isto porque é muito difícil a retroanálise de uma camada com apenas 5cm de espessura. É evidente que, após 3 meses de incidência do tráfego, é de se esperar valores modulares maiores para esta camada. Além disso, há de se considerar que, no caso da viga Benkelman, tem-se um carregamento quase estático, enquanto que o FWD apresenta uma carga dinâmica, que visa simular o efeito do semi-eixo padrão de 40kN em movimento. A velocidade de impacto é tal que procura simular a passagem do semi-eixo padrão a uma velocidade de 60 à 80km/h.



Sendo o asfalto um material de comportamento viscoelástico, fortemente influenciado pela temperatura e a duração do carregamento, quanto maior a frequência e menor o tempo de aplicação de carga, maior o valor modular apresentado pelo concreto asfáltico. Portanto, considerando esses dois fatores – a pós-compactação e o comportamento viscoelástico – é de se supor que o revestimento asfáltico apresentou quando da utilização do FWD valores modulares maiores do que aqueles obtidos nos ensaios. Deve-se, portanto, averiguar se os valores modulares adotados para o concreto asfáltico não acabaram por falsear os resultados de retroanálise, conduzindo a valores modulares excessivamente altos para as demais camadas.

Essa averiguação pode ser feita por meio de uma análise computacional com o programa Kenlayer. Para tanto, simulou-se a aplicação do carregamento do FWD na estrutura de pavimento da pista 03, utilizando-se os modelos de comportamento resiliente obtidos nos ensaios triaxiais e de compressão diametral. É claro que, devido à pós-compactação, os parâmetros de resiliência obtidos nos ensaios triaxiais e adotados na simulação não são mais de todo válidos. No entanto, o propósito da análise é de apenas averiguar as conseqüências do aumento do valor modular do concreto asfáltico, causado pelo comportamento viscoelástico do mesmo. A Figura 4.43 apresenta a estrutura de pavimento da pista experimental 03 submetida ao carregamento do FWD, adotando-se para o revestimento asfáltico o valor modular médio determinado nos ensaios de compressão diametral

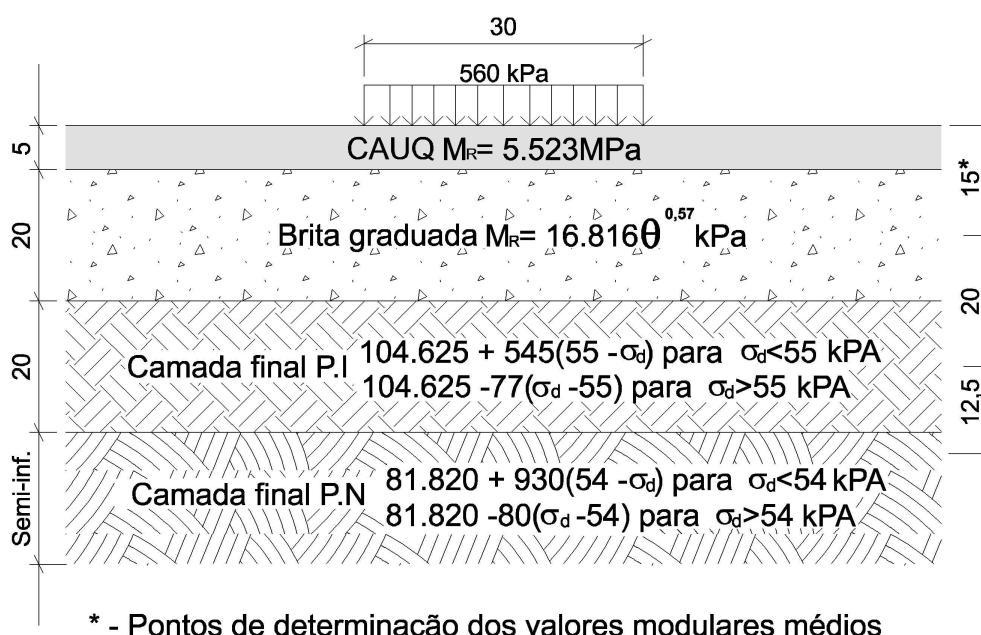


Figura 4.43 – Aplicação do carregamento de FWD na pista experimental 03.

A Tabela 4.66 apresenta a bacia deflectométrica resultante da simulação da Figura 03.

Tabela 4.66 – Determinação da bacia deflectométrica da pista 03 com carregamento de FWD.

Afastamento (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Deflexão (0,01mm)	54	37	25	18	14	12	10

Em seguida, simulou-se novamente a aplicação do carregamento de FWD sobre a pista experimental 03, desta vez adotando-se para o concreto asfáltico um valor modular bastante elevado, afim de se analisar o impacto dessa hipótese no comportamento deflectométrico da estrutura. A Figura 4.44 ilustra a estrutura de pavimento simulada.

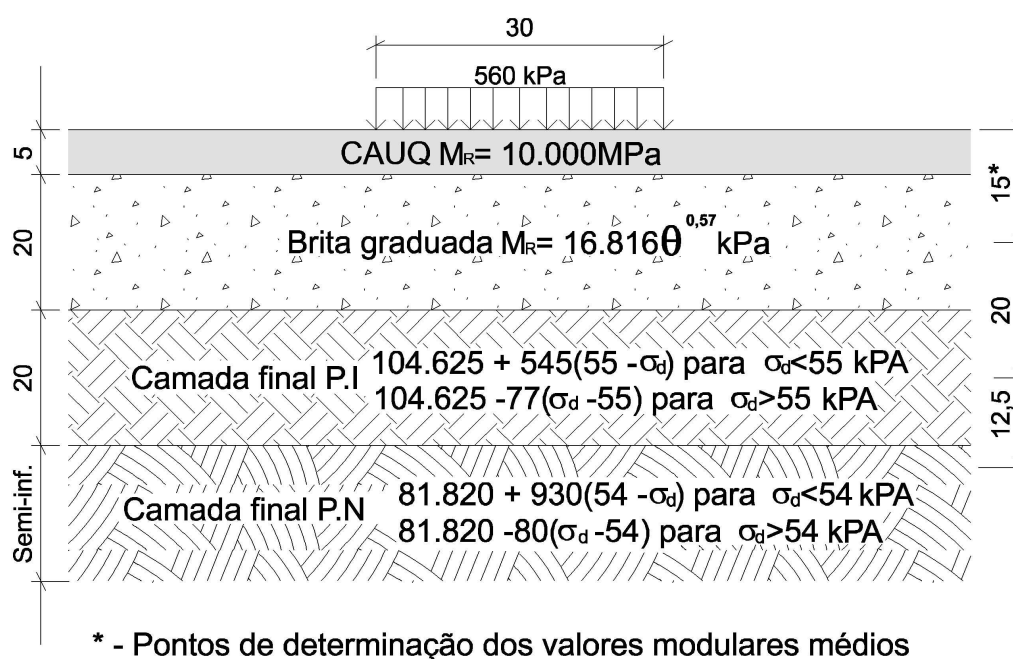


Figura 4.44 – Aplicação do carregamento de FWD na pista experimental 03 com módulo de CAUQ de 10.000MPa.

Tabela 4.67 – Determinação da bacia deflectométrica da pista 03 com carregamento de FWD e módulo de 10.000MPa para o CAUQ.

Afastamento (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Deflexão (0,01mm)	52	37	25	18	14	12	10

A Tabela 4.67 mostra a bacia deflectométrica obtida com a análise da estrutura de pavimento ilustrada na Figura 4.44. Verifica-se que, mesmo se o valor modular do revestimento asfáltico dobrasse devido ao efeito da viscoelasticidade, o impacto resultante no comportamento deflectométrico da estrutura ainda seria muito pequeno. Vê-se que a deflexão máxima foi reduzida de  $54 \times 10^{-2} \text{ mm}$  para  $52 \times 10^{-2} \text{ mm}$ , uma alteração praticamente insignificante. O restante da bacia deflectométrica permaneceu inalterado, o que confirma que, devido a pequena espessura da camada de concreto asfáltico, o comportamento viscoelástico do mesmo pouco influi no comportamento deflectométrico geral da estrutura. Dessa feita, conclui-se que a adoção de valores modulares médios constantes e iguais aos obtidos nos ensaios de compressão diametral pouco afeta os resultados da retroanálise.

O histograma da Figura 4.45 apresenta, para cada camada de pavimento, o aumento percentual médio dos valores modulares estimados na retroanálise. São comparados os valores modulares

determinados pela análise das bacias deflectométricas medidas com viga Benkelman 1 mês após a construção das pistas experimentais com os valores modulares determinados pela retroanálise das bacias deflectométricas medidas com o FWD 3 meses após a construção. O macadame seco e a brita graduada apresentaram praticamente a mesma variação no valor modular. No caso da base de brita graduada, obteve-se uma variação de 146%. O aumento no módulo da base de macadame seco foi praticamente igual, isto é, 144%. Já a camada final de solo apresentou uma variação média de cerca de 45%. No caso da camada final em rocha o aumento percentual foi maior, de 71%. Isso pode estar indicando que o aterro em rocha seja mais suscetível a ação de pós-compactação do tráfego do que o subleito em solo. Vale lembrar que não há um controle laboratorial do grau de compactação do aterro em rocha. Portanto, pode-se conjecturar que o mesmo seja passível de uma compactação maior do que aquela executada em campo.

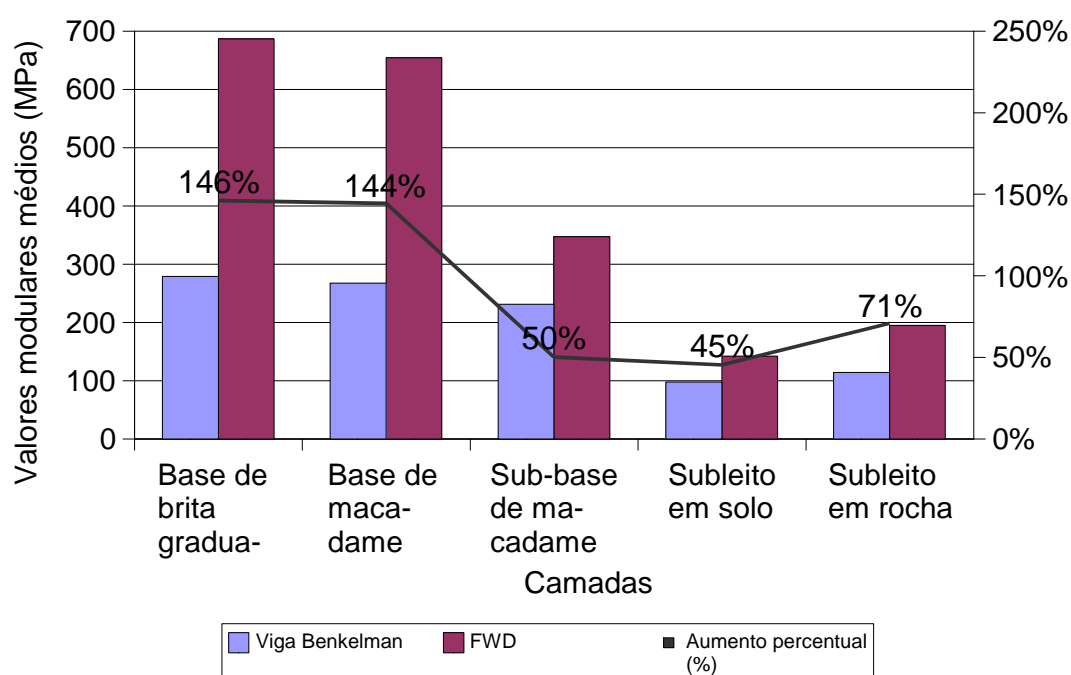


Figura 4.45 – Comparação dos valores modulares determinados com viga Benkelman 1 mês após a execução com os valores modulares obtidos pelo FWD 3 meses após a construção.

## 4.6 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO

Além de avaliar a comportamento mecânico do macadame seco como camada de base, um dos objetivos da pesquisa era o de verificar a evolução da irregularidade da superfície de pavimento quando da utilização de tal material. Devido a alta irregularidade superficial apresentada pela camada de macadame, não se torna possível a execução da camada asfáltica diretamente sobre esta, sendo necessário a execução de uma camada intermediária, afim de proporcionar uma superfície de acabamento adequado para a execução do revestimento. Para tanto, como já mencionado, utilizaram-se duas alternativas: a) execução de uma camada de ligação de massa fina de CAUQ, com espessura de 2cm e b) a utilização de uma camada de regularização de 4cm, denominada CSTC (Crushed Surfacing Top Course), recomendada pelo Departamento de Transportes de Washington (WSDOT) para execução de camada granular de pequena espessura.

O levantamento da irregularidade longitudinal e do afundamento plástico em trilhas de roda foi executado com o Perfilômetro Laser Ciberométrica (CiberLaser). A irregularidade foi levantada em QI e posteriormente convertida para IRI através da correlação  $IRI = (QI + 10) / 14$ .

### 4.6.1 Levantamento da irregularidade longitudinal

A Tabela 4.68 apresenta os valores de IRI obtidos para as oito pistas experimentais no primeiro levantamento realizado, 2 meses após a abertura ao tráfego. Verifica-se que a pista 2, com base de macadame seco e regularização com massa fina de CAUQ foi a que apresentou o maior valor de irregularidade, 2,79m/km na trilha direita da faixa direita. A menor irregularidade foi obtida na pista 4, de 1,00m/km na trilha esquerda da faixa direita. Na Tabela também são apresentados os valores de IRI médios, de acordo com o tipo de material de base. É interessante notar que as pistas com base de macadame seco e regularização com CSTC foram aquelas que apresentaram os menores valores médios de IRI. Em seguida, tem-se as pistas executadas com base de brita graduada. As pistas 2 e 5, com base de macadame seco e massa fina foram aquelas que apresentaram os maiores valores individuais de IRI. A pista 4 apresentou a menor irregularidade média, enquanto que o maior valor médio foi observado na pista 2.

Tabela 4.68 – Valores de IRI medidos 2 meses após a abertura ao tráfego.

Pista	Localização (km)	Valores de IRI (m/Km)				Média geral
		Faixa direita		Faixa esquerda		
		Trilha esquerda	Trilha direita	Trilha esquerda	Trilha direita	
1	4+740 – 4+940	1,21	1,64	1,29	1,71	1,46 (2°)
2	6+180 – 6+380	1,93	2,79	2,07	2,00	2,2 (7°)
3	6+580 – 6+710	1,36	1,43	1,43	2,14	1,59 (4°)
4	8+020 – 8+220	1,00	1,21	1,50	1,36	1,27 (1°)
5	7+780 - 7+980	1,36	1,64	1,79	1,93	1,68 (5°)
6	7+540 – 7+740	1,64	1,71	1,71	1,79	1,71 (6°)
7	8+260 – 8+460	1,36	1,50	1,79	1,64	1,57 (3°)
8	10+000 – 11+000	1,61	1,61	1,75	1,86	1,71 (6°)
Média pistas 1 e 4 (base de macadame e CSTC)		1,11	1,43	1,40	1,54	1,37
Média pistas 2 e 5 (base de macadame e massa fina)		1,65	2,22	1,93	1,97	1,94
Média pistas 3, 6, 7 e 8 (base de brita graduada)		1,49	1,56	1,67	1,86	1,65
Média Subleito Solo		1,53	1,87	1,64	1,93	1,74
Média Subleito Rocha		1,34	1,52	1,70	1,68	1,56
Média geral		1,43	1,69	1,67	1,80	1,65

De maneira geral, pode-se dizer que todas as pistas apresentaram valores de IRI satisfatórios, com a maioria enquadrando-se na condição “Excelente” do DNIT. Exceção feita à pista 2, que apresentou valores de irregularidade superiores a 1,9m/km, o que a rebaixa para a condição “Boa” do DNIT ( $1,9 < \text{IRI} < 2,7 \text{m/km}$ ). Na trilha direita da faixa direita desta pista obteve-se um IRI médio de 2,79m/km, o que já pode ser considerado como uma condição “regular”.

Uma outra campanha de levantamento da irregularidade foi realizada em agosto de 2007, isto é, cerca de 29 meses ( $\approx 2$  anos) após a abertura ao tráfego. O objetivo desta campanha era avaliar a irregularidade de superfície das pistas experimentais após finalizada a fase de consolidação do pavimento.

A Tabela 4.69 apresenta os valores de IRI obtidos após 2 anos de abertura ao tráfego. Verifica-se que a maioria dos valores obtidos são inferiores a 1,9m/km, condição considerada “excelente” pelos critérios estabelecidos pelo DNIT. O menor valor de IRI observado foi na pista 4, igual a 1,15m/km. Os valores mais elevados foram observados na pista 02, que

apresentou em três trilhas valores de IRI superiores a 1,9m/km e inferiores a 2,7m/km – condição considerada como “Boa” pelo DNIT. Observa-se ainda que as pista 1 e 4, executadas com base de macadame seco e CSTC apresentaram valores individuais de IRI inferiores aos valores observados obtidos nas demais pistas. Em seguida, tem-se as pistas com base de brita graduada. Os maiores valores de IRI foram observados nas pistas executadas com base de macadame seco e regularizadas com massa fina de CAUQ. Como observado no levantamento anterior, a menor irregularidade média foi observada na pista 4, enquanto que o maior valor médio foi obtido na pista 2.

Tabela 4.69 – Valores de IRI medidos 29 meses após a abertura ao tráfego.

Pista	Localização (km)	Valores de IRI (m/Km)				Média geral
		Faixa direita		Faixa esquerda		
		Trilha esquerda	Trilha direita	Trilha esquerda	Trilha direita	
1	4+740 – 4+940	1,48	1,51	1,34	1,65	1,49 (2°)
2	6+180 – 6+380	1,84	2,66	2,26	2,08	2,21 (7°)
3	6+580 – 6+710	1,35	1,37	1,54	1,44	1,43 (3°)
4	8+020 – 8+220	1,15	1,30	1,37	1,31	1,28 (1°)
5	7+780 - 7+980	1,41	1,75	1,90	1,77	1,71 (5°)
6	7+540 – 7+740	1,83	1,83	1,86	1,70	1,8 (6°)
7	8+260 – 8+460	1,70	1,45	1,64	1,56	1,58 (4°)
8	10+000 – 11+000	1,62	1,67	1,81	1,75	1,71 (5°)
Média pistas 1 e 4 (base de macadame e CSTC)		1,31	1,41	1,36	1,48	1,39
Média pistas 2 e 5 (base de macadame e massa fina)		1,62	2,20	2,08	1,93	1,96
Média pistas 3, 6, 7 e 8 (base de brita graduada)		1,62	1,58	1,71	1,61	1,63
Média Subleito Solo		1,57	1,80	1,74	1,73	1,71
Média Subleito Rocha		1,52	1,58	1,69	1,58	1,59
Média geral		1,55	1,69	1,72	1,66	1,65

A Tabela 4.70 apresenta a variação percentual nos valores de IRI medidos a 2 e a 29 meses. Verifica-se que os resultados obtidos são bastante irregulares, indicando aumento da irregularidade em algumas das pistas e redução em outras. É evidente que, sem medidas de manutenção, a irregularidade de uma superfície de pavimento não pode reduzir, mas apenas aumentar com o tempo. O que esses valores indicam, portanto, é que ocorreu uma variação muito pequena da irregularidade, e não foi possível estabelecer com clareza esta variação devido às próprias variações e imprecisões do equipamento e/ou sistema de leitura. Desta

feita, torna-se difícil determinar quais pistas apresentaram maior aumento de irregularidade. No entanto, pode-se afirmar com segurança que, após 2 anos de abertura ao tráfego, as pistas ainda apresentam valores de IRI adequados e que a tendência observada na primeira campanha de medições manteve-se na segunda. Isto é, as pistas 01 e 04, executadas com base de macadame seco e CSTC apresentaram os menores valores de IRI, seguidos pelas pistas com base de brita graduada. Os maiores valores de IRI foram novamente obtidos nas pistas com base de macadame seco regularizada com massa fina de CAUQ.

Tabela 4.70 – Variação percentual nos valores de IRI medidos a 2 e 29 meses.

Pista	Localização (km)	Variação nos valores de IRI (m/Km)		Variação nos valores de IRI (m/Km)	
		Faixa direita		Faixa esquerda	
		Trilha esquerda	Trilha direita	Trilha esquerda	Trilha direita
1	4+740 – 4+940	18%	-8%	4%	-4%
2	6+180 – 6+380	-5%	-5%	9%	4%
3	6+580 – 6+710	0%	-5%	7%	-48%
4	8+020 – 8+220	13%	7%	-9%	-4%
5	7+780 – 7+980	3%	6%	6%	-9%
6	7+540 – 7+740	10%	6%	8%	-5%
7	8+260 – 8+460	20%	-4%	-9%	-5%
8	10+000 – 11+000	0%	4%	3%	-7%
Média pistas 1 e 4 (base de macadame e CSTC)		16%	-1%	-3%	-4%
Média pistas 2 e 5 (base de macadame e massa fina)		-1%	1%	7%	-3%
Média pistas 3, 6, 7 e 8 (base de brita graduada)		7%	0%	2%	-16%
Média Subleito Solo		3%	-3%	6%	-14%
Média Subleito Rocha		12%	4%	-1%	-6%
Média geral		7%	0%	2%	-10%

#### 4.6.2 Levantamento do afundamento de trilha de roda

Na Tabela 4.71 são apresentados os valores de afundamento de trilha de roda obtidos 2 meses após a abertura ao tráfego. Os valores obtidos do levantamento foram bastante baixos, como esperado para uma rodovia recém construída. Verifica-se que as pistas executadas com base de brita graduada apresentaram os menores valores de afundamento de trilha de roda. Já as pistas executadas com base de macadame seco e regularização de CSTC ou massa fina de CAUQ apresentaram valores de afundamento similares. O maior valor observado ocorreu na pista 01, que apresentou na faixa direita um afundamento de 2,7mm. Esta pista também



apresentou o maior valor médio considerando-se as duas faixas de rolamento. Os menores valores observados ocorreram nas pistas 3 e 8 (ambas com base de brita graduada), que apresentaram na faixa esquerda um afundamento de 0,9mm e os menores valores médios, considerando-se as duas faixas de tráfego. Pode-se também constatar que todas as pistas apresentaram valores de afundamento de trilha de roda superiores àqueles obtidos na pista 08. Exceção feita a pista 03, que apresentou valores praticamente idênticos àqueles obtidos na pista previamente citada. Na média, as pistas com base de brita graduada apresentaram valores de afundamento de trilha de roda menores que os valores médios observados nas pistas executadas com base de macadame seco.

Tabela 4.71 – Valores de afundamento de trilha de roda obtidos 2 meses após a abertura ao tráfego (em mm).

Pista	Localização (km)	Faixa direita (mm)		Faixa esquerda (mm)		ATR médio
		Média ATR esq. e dir.	Desvio ATR esq. e dir.	Média ATR esq. e dir.	DESVIO ATR esq. e dir.	
1	4+740 – 4+940	2,7	0,2	1,9	0,3	2,3 (7°)
2	6+180 – 6+380	1,3	0,2	1,8	0,3	1,6 (4°)
3	6+580 – 6+710	1,0	0,2	0,9	0,2	1,0 (1°)
4	8+020 – 8+220	1,5	0,2	1,5	0,2	1,5 (3°)
5	7+780 – 7+980	2,3	0,2	2,1	0,2	2,2 (6°)
6	7+540 – 7+740	1,5	0,2	1,5	0,2	1,5 (3°)
7	8+260 – 8+460	1,7	0,2	1,6	0,2	1,7 (5°)
8	10+000 – 11+000	1,2	0,3	0,9	0,2	1,1 (2°)
Média pistas 1 e 4 (base de macadame e CSTC)		2,1	0,2	1,7	0,3	1,9
Média pistas 2 e 5 (base de macadame e massa fina)		1,8	0,2	2,0	0,3	1,88
Média pistas 3, 6, 7 e 8 (base de brita graduada)		1,4	0,2	1,2	0,2	1,29
Média Subleito Solo		1,6	0,2	1,4	0,3	1,46
Média Subleito Rocha		1,8	0,2	1,7	0,2	1,71
Média geral		1,7	0,2	1,5	0,2	1,59

A Tabela 4.72 apresenta os valores de afundamento de trilha de roda obtidos com o levantamento realizado dois anos após a abertura ao tráfego. Como esperado, ocorreu um aumento expressivo do afundamento médio de trilha de roda. Esse aumento pode ser atribuído, na fase inicial da vida útil de um pavimento, a pós-compactação das camadas de pavimento, inclusive o subleito, devido à ação do tráfego. O mesmo efeito de pós-compactação que melhora o comportamento mecânico da estrutura gera deformações permanentes, que afetam a qualidade funcional da mesma. O maior valor de afundamento de trilha de roda (3,9mm) foi observado na pista 6, de base de brita graduada. O menor valor observado (1,8mm) ocorreu na faixa direita da pista 5, de base de macadame seco regularizada

com massa fina de CAUQ. No entanto, este valor é inferior ao obtido anteriormente nessa mesma faixa (2,3mm) e é praticamente a metade do valor obtido na faixa esquerda (3,4mm). Desta feita, conclui-se que esta medição em particular apresenta problemas e este valor não pode ser tomado como correto. O menor valor observado passa a ser então 2,1mm, obtido na faixa direita da pista 3. Como observado no primeiro levantamento realizado, as pistas apresentaram, de maneira geral, afundamentos de trilha de roda superiores àqueles obtidos na pista 08, sendo que a pista 03 foi a que novamente apresentou os valores mais próximos desta. Novamente, as pistas com base de brita graduada apresentaram um afundamento de trilha de roda médio inferior aos valores médios observados nas pistas com base de macadame seco. A exceção foi a pista 06, que apresentou o maior valor de afundamento observado.

Verifica-se da Tabela 4.72 que houve um aumento bastante expressivo no desvio padrão calculado. No primeiro levantamento, o desvio calculado foi da ordem de 0,2mm para todas as pistas, enquanto que no levantamento mais recente obteve-se um desvio médio da ordem 0,7mm. Ou seja, o processo de consolidação, além de causar deformações permanentes que aumentam a flecha do afundamento, contribui para uma maior irregularidade da superfície, que se manifesta em um desvio padrão mais elevado.

Tabela 4.72 – Valores de afundamento de trilha de roda obtidos após 29 meses de abertura ao tráfego.

Pista	Localização (km)	Faixa direita (mm)		Faixa esquerda (mm)		ATR médio
		Média ATR esq. e dir.	Desvio ATR esq. e dir.	Média ATR esq. e dir.	DESVIO ATR esq. e dir.	
1	4+740 – 4+940	2,9	0,8	3,5	0,7	3,2 (4°)
2	6+180 – 6+380	3,2	0,8	3,1	0,8	3,2 (4°)
3	6+580 – 6+710	2,1	0,7	3,0	1,0	2,6 (2°)
4	8+020 – 8+220	3,1	0,5	2,8	0,6	3,0 (3°)
5	7+780 - 7+980	1,8	0,7	3,4	0,7	3,4 (6°)
6	7+540 – 7+740	3,9	0,8	2,6	0,6	3,3 (5°)
7	8+260 – 8+460	3,1	0,7	2,9	0,7	3,0 (3°)
8	10+000 – 11+000	2,2	0,8	2,7	0,8	2,5 (1°)
Média pistas 1 e 4 (base de macadame e CSTC)		3,0	0,7	3,2	0,7	3,1
Média pistas 2 e 5 (base de macadame e massa fina)		3,2	0,8	3,3	0,8	3,2
Média pistas 3, 6, 7 e 8 (base de brita graduada)		2,8	0,8	2,8	0,8	2,8
Média Subleito Solo		2,6	0,8	3,1	0,8	2,8
Média Subleito Rocha		3,4	0,7	2,9	0,7	3,1
Média geral		2,9	0,7	3,0	0,7	3,0

A Tabela 4.73 apresenta a variação percentual dos valores de afundamento de trilha de roda medidos a 2 e 29 meses. O menor aumento percentual ocorreu na faixa direita da pista 01 (7%), enquanto que a maior variação percentual foi obtida na faixa esquerda da pista 03 (70%). Na faixa direita da pista 06 e na faixa esquerda da pista 08 também foram observados aumentos superiores a 60% no afundamento de trilha de roda. Verifica-se que, de maneira geral, para as demais pistas, ocorreu um aumento da ordem de 50% no valor dos afundamentos das trilhas de roda observadas. Além disso, o perfil longitudinal das trilhas de rodas se tornou mais irregular, o que é evidenciado pelo significativo aumento no valor do desvio padrão médio, de 70%.

Tabela 4.73 – Variação percentual nos valores de ATR medidos a 2 e 29 meses.

Pista	Localização (km)	Faixa direita		Faixa esquerda		Média geral
		Média ATR esq. e dir.	Desvio ATR esq. e dir.	Média ATR esq. e dir.	DESVIO ATR esq. e dir.	
1	4+740 – 4+940	7%	75%	46%	57%	28%
2	6+180 – 6+380	59%	75%	42%	63%	51%
3	6+580 – 6+710	52%	71%	70%	80%	63%
4	8+020 – 8+220	52%	60%	46%	67%	49%
5	7+780 - 7+980	-28%	71%	38%	71%	35%
6	7+540 – 7+740	62%	75%	42%	67%	54%
7	8+260 – 8+460	45%	71%	45%	71%	45%
8	10+000 – 11+000	45%	63%	67%	75%	57%
Média pistas 1 e 4 (base de macadame e CSTC)		30%	69%	46%	62%	38%
Média pistas 2 e 5 (base de macadame e massa fina)		44%	75%	40%	67%	42%
Média pistas 3, 6, 7 e 8 (base de brita graduada)		52%	70%	56%	74%	54%
Média Subleito Solo		40%	71%	55%	70%	48%
Média Subleito Rocha		48%	70%	43%	69%	46%
Média geral		44%	71%	49%	69%	46%

## 4.7 AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE ÊXITO DAS PISTAS

Este item tem como objetivo avaliar se as pistas experimentais executadas irão atingir a vida útil para o qual foram projetadas, isto é, atingir a vida útil estabelecida em projeto. Dos critérios existentes, optou-se por avaliar a vida de fadiga do revestimento asfáltico, visto que este é o tipo de defeito mais comum nas rodovias brasileiras. A análise consiste em comparar a deformação de tração atuante no revestimento asfáltico  $\epsilon_t$  com um valor máximo admissível  $\epsilon_{adm}$  e, dessa forma, determinar qual a probabilidade das deformações atuantes serem inferiores ao valor admissível estabelecido.

### 4.7.1 Estimativa da deformação de tração atuante na base do revestimento asfáltico

Para a estimativa da deformação de tração  $\epsilon_t$  atuante na fibra inferior do revestimento asfáltico, utilizaram-se as bacias deflectométricas medidas em campo com viga Benkelman. A deformação foi calculada utilizando-se a equação da Mecânica dos Sólidos, conforme equação 4.12. Para comparação, foram utilizadas as bacias medidas no mês zero e aquelas determinadas após 27 meses da abertura ao tráfego. Os valores são apresentados nas Tabelas 4.74 e 4.75.

Tabela 4.74 – Valores de  $\epsilon_t$  estimados com as bacias de deformação medidas no mês zero.

Pista	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
01	140	21	15%
02	168	34	20%
03	120	19	16%
04	105	28	26%
05	129	19	15%
06	108	17	16%
07	120	23	19%
08	75	18	24%

Tabela 4.75 – Valores de  $\epsilon_t$  estimados com as bacias de deformação medidas a 27 meses.

Pista	$\epsilon_t$ ( $\mu\text{def}$ )	Desvio padrão ( $\mu\text{def}$ )	C.V (%)
01	62	18	30%
02	56	25	45%
03	43	20	46%
04	41	12	29%
05	54	17	31%
06	43	24	55%
07	72	29	40%
08	67	22	33%

#### 4.7.2 Determinação da deformação máxima admissível na base do revestimento asfáltico

Para a estimativa da deformação admissível  $\epsilon_{adm}$ , utilizou-se duas equações distintas: a primeira, estabelecida pelo Instituto do Asfalto e expressa conforme abaixo:

$$N = 0,0796 \cdot \left( \frac{1}{\epsilon_{adm}} \right)^{3,291} \cdot \left( \frac{1}{E} \right)^{0,854} \quad (4.16)$$

Onde:

N – número de repetições do eixo padrão de 80kN (AASHTO);

$\epsilon_{adm}$  – Máxima deformação de tração admissível na base do revestimento asfáltico;

E – módulo de elasticidade do concreto asfáltico, em psi.

Para N de projeto igual a  $1,11 \times 10^6$  e um valor modular médio para o concreto asfáltico de 5.000MPa (725.189psi), tem-se  $\epsilon_{adm}$  igual a 203 microdeformações.

A segunda equação foi obtida da tese de doutorado de MOMM (1998). Neste trabalho, MOMM realizou ensaios de fadiga com nove misturas asfálticas diferentes. Os ensaios foram realizados com corpos-de-prova trapezoidais, à deformação controlada e modo contínuo, conforme o método AFNOR NF\_P98-261-1. Utilizou-se de CAP-20 na confecção das misturas asfálticas e nove curvas granulométricas distintas. Das nove curvas de fadiga determinadas em laboratório, adotou-se aquela cuja mistura asfáltica apresentava maior

semelhança com àquela utilizada na construção das pistas experimentais. A equação utilizada é apresentada a seguir:

$$N = 0,0045 \cdot \left[ \frac{1}{(\epsilon_{adm} \cdot 10^3)} \right]^{8,3035} \quad (4.17)$$

Onde:

N e  $\epsilon_{adm}$  – definidos anteriormente.

Para N de projeto igual a  $1,11 \times 10^6$ , obtém-se  $\epsilon_{adm} = 98$  microdeformações. Como pode-se ver, a equação de MOMM (1998) conduziu a um valor mais conservador de  $\epsilon_{adm}$ .

#### 4.7.3 Estimativa do grau de confiabilidade

Para determinar a probabilidade das pistas experimentais atingirem a vida útil para a qual foram projetadas, é necessário determinar qual a probabilidade de os valores de  $\epsilon_t$  estimados em campo de serem inferiores aos valores máximos admissíveis. Ou seja, deve ser resolvida a seguinte inequação:

- probabilidade (  $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$  )

Assumindo uma distribuição normal de probabilidade para os valores de deformação estimados na Tabela 4.75, o cálculo pode ser feito com o uso de uma Tabela normal padronizada, através da fórmula:

$$z = \frac{(x - \mu)}{\sigma} \quad (4.18)$$

Onde:

$z$  = coeficiente usado para determinação de probabilidade, denominado valor padronizado;

$x$  = valor arbitrário (no caso  $\epsilon_{adm}$ ) ;

$\mu$  = valor médio da amostra; e,

$\sigma$  = desvio padrão da amostra.

Numa curva normal padronizada, a área sob a curva entre  $z$  e a origem é igual a probabilidade

de um valor cair neste intervalo. O valor da área pode ser retirado de Tabelas de distribuição normal, nas quais o parâmetro de entrada é  $z$ .

A título de exemplo, será feito o cálculo com os parâmetros obtidos para a pista 01 no mês zero (Tabela 4.74):

$$x = \epsilon_{adm} = 203 \text{ microdeformações (Instituto do Asfalto)}$$

$$x_1 = \epsilon_{adm} = 98 \text{ microdeformações (MOMM, 1998)}$$

$$\mu = \epsilon_{tmédio} = 140 \text{ microdeformações}$$

$$\sigma = \text{desvio padrão} = 21 \text{ microdeformações}$$

Calculando-se o valor padronizado  $z$  para  $\epsilon_{adm} = 203$ , tem-se:

$$z = \frac{(x - \mu)}{\sigma} = \frac{(203 - 140)}{(21)} = 3,01$$

Com o uso da Tabela de distribuição normal padrão (BARBETTA, 2002) obtém-se, para  $z = 3,01$ :

- probabilidade ( $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$ ) = 100%

Agora, calculando-se o valor padronizado  $z$  para  $\epsilon_{adm} = 9,76 \times 10^{-5}$ , obtém-se:

$$z = \frac{(x_1 - \mu)}{\sigma} = \frac{(98 - 140)}{(21)} = -2,01$$

Com o uso da Tabela de distribuição normal padrão, obtém-se, para  $z = -2,01$ :

- probabilidade ( $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$ ) = 2%

A Tabela 4.76 apresenta os resultados das análises efetuadas utilizando-se as bacias de deformação medidas no mês zero. Verifica-se que, no caso da equação do Instituto do Asfalto, as probabilidades obtidas foram bastante satisfatórias. À exceção da pista 02, todas as demais apresentaram uma probabilidade de 100% de apresentarem deformações inferiores ao valor limite. Já a equação de MOMM (1998) conduziu a valores mais conservadores, indicando, exceção feita a pista 08, probabilidades bastante baixas de sucesso.

Tabela 4.76 – Probabilidade de as pistas experimentais apresentarem valores de  $\epsilon_t$  inferiores a  $\epsilon_{adm}$ . Bacias de deformação medidas no mês zero.

Pista	Instituto do asfalto		MOMM (1998)	
	z	prob ( $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$ )	z	prob ( $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$ )
01	3,04	100%	-2,01	2%
02	1,03	85%	-2,04	2%
03	4,43	100%	-1,18	12%
04	3,51	100%	-0,28	39%
05	3,85	100%	-1,65	5%
06	5,62	100%	-0,59	28%
07	3,57	100%	-0,95	17%
08	7,29	100%	1,30	90%

Na Tabela 4.77 são apresentados os resultados das análises efetuadas com o uso das bacias de deformação medidas no 27º mês. Vê-se que as probabilidades  $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$  calculadas são bem superiores àquelas obtidas com as bacias de deformação medidas no mês zero. Esses resultados indicam que, durante a fase de consolidação, o efeito de pós-compactação causado pelo tráfego melhora sobremaneira o comportamento da estrutura de pavimento. Uma estrutura de pavimento pode, inicialmente, apresentar-se inadequada ou incapaz de atingir a vida de projeto para a qual foi dimensionada. No entanto, com pós-compactação, a mesma pode passar por um incremento de performance significativo. Portanto, esse efeito deve ser levado em consideração quando da análise da capacidade estrutural de um pavimento recém-construído.

Tabela 4.77 – Probabilidade de as pistas experimentais apresentarem valores de  $\epsilon_t$  inferiores a  $\epsilon_{adm}$ . Bacias de deformação medidas no 27º mês.

Pista	Instituto do Asfalto		MOMM (1998)	
	z	prob ( $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$ )	z	prob ( $\epsilon_t \leq \epsilon_{adm}$ )
01	7,70	100%	1,97	98%
02	5,78	100%	1,64	95%
03	8,13	100%	2,78	100%
04	13,59	100%	4,74	100%
05	8,89	100%	2,63	100%
06	6,74	100%	2,30	99%
07	4,53	100%	0,87	81%
08	6,14	100%	1,37	91%



É necessário determinar se as probabilidades de sucesso obtidas podem ser consideradas satisfatórias. Para tanto, pode-se utilizar os níveis de confiabilidade recomendados pela AASHTO, reproduzidos na Tabela 4.78.

Tabela 4.78 – Confiabilidade C(%) recomendada pela AASHTO (1986).

Classe Funcional	Zona Urbana	Zona Rural
Interestadual	85 a 99,9	80 a 99,9
Artéria Principal	80 a 99	75 a 95
Coletora	80 a 95	75 a 95
Vicinal	50 a 80	50 a 80

Neste caso, por se tratar de uma rodovia coletora localizada em zona rural, a confiabilidade deve estar entre 75 e 95%. Como os níveis de confiabilidade apresentados na Tabela 4.77 foram superiores a 75%, em todas as pistas, pode-se concluir que, após o segundo ano de abertura ao tráfego, as estruturas construídas apresentam um comportamento plenamente adequado.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 5.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo a análise do comportamento estrutural e funcional de oito pistas experimentais construídas durante as obras de implantação da rodovia SC-469, trecho: Campo Erê – Saltinho – Serra Alta e Acesso a Bom Jesus do Oeste. Para tanto, foi feito o acompanhamento tecnológico durante todo o processo construtivo dos segmentos experimentais e durante os dois primeiros anos de vida da rodovia. Foram realizados uma série de ensaios de campo e de laboratório e os resultados dos mesmos, analisados com ênfase na Mecânica dos Pavimentos.

Os ensaios realizados, os resultados dos levantamentos até o 2º ano após a abertura ao tráfego e as análises efetuadas permitem tecer as seguintes conclusões e comentários:

- A análise da probabilidade de êxito das pistas experimentais indicou uma probabilidade satisfatória de as mesmas atingirem a vida de projeto para o qual foram dimensionadas. Com base nos dados e análises disponíveis até o momento, é difícil estabelecer qual a pista que apresentou o melhor desempenho, isto é, as menores deformações de tração no revestimento asfáltico, a menor irregularidade longitudinal e o menor afundamento de trilha de roda. Isto porque todas elas apresentaram um desempenho satisfatório e semelhante. No entanto, considerando o desempenho global, a pista 03 foi a que apresentou os melhores resultados: uma probabilidade de êxito de 100% no tocante à fadiga do revestimento asfáltico, o segundo menor valor médio de IRI e o segundo menor valor médio de afundamento de trilha de roda no levantamento realizado no segundo ano.
- Os ensaios triaxiais com amostras de solo coletadas do subleito indicam que, no caso do solo residual de basalto, a compactação na energia de 100% do Proctor intermediário de fato melhora o comportamento resiliente do material. As simulações realizadas indicam que, com a compactação mais enérgica, em comparação com a compactação na energia de 100% do Proctor normal, proporciona:
  - Aumento do valor modular médio do subleito;
  - Aumento do valor modular médio da camada de base granular, devido à melhoria da condição de suporte dessa camada;

- Redução da deflexão;
- Redução da deformação vertical de compressão  $\epsilon_v$  atuante no topo do subleito, o que melhora o comportamento quanto à deformação permanente;
- Redução da deformação de tração  $\epsilon_t$  atuante na fibra inferior do revestimento asfáltico, o que melhora o comportamento a fadiga.

Verificou-se também que na comparação de duas hipóteses – toda a camada final de terraplenagem compactada na energia de 100% do Proctor intermediário ou apenas os 20cm superiores com esse grau de compactação, e o restante em 100% do Proctor normal – não há diferenças expressivas de performance. Desse modo, torna-se mais vantajosa a compactação de apenas a camada superior do subleito na energia de Proctor intermediário, visto o maior custo dessa compactação;

- Pôde-se constatar que o controle deflectométrico durante o processo construtivo é uma importante ferramenta para o controle da deformabilidade de uma estrutura e para a estimativa das deformações atuantes sobre a mesma. Além disso, pôde-se constatar que o comportamento resiliente dos materiais afeta de maneira muito significativa o comportamento deflectométrico observado em campo e deve ser levado em consideração durante o projeto e estabelecimento das deflexões admissíveis para cada camada. Subleitos de comportamento deflectométrico totalmente distinto, com deflexão média de  $71 \times 10^{-2} \text{mm}$ , no caso de um subleito em rocha, e  $111 \times 10^{-2} \text{mm}$  no caso de um subleito de argila, podem conduzir a deflexões semelhantes ao final da construção. Essa observação de campo pôde ser explicada através da análise do comportamento resiliente dos materiais empregados, por meio de análise computacional. Verificou-se que, com a execução das camadas de base e revestimento asfáltico, ocorre a redução do valor modular do aterro em rocha. Essa redução ocorre por causa da redução do nível de tensões atuante sobre a camada, o que conduz a menores tensões de confinamento e, conseqüentemente, a módulos menores. Já os solos coesivos apresentaram um comportamento quase que elástico, sendo pouco afetados pela variação no nível de tensões;
- Os resultados da retroanálise de bacias de deformação medidas com viga Benkelman conduziram a valores modulares de mesma magnitude para as bases de macadame seco e de brita graduada. Conseguiu-se uma boa correlação dos valores modulares estimados em campo pela retroanálise com os valores médios determinados pelos ensaios laboratoriais;

- O acompanhamento da evolução das deflexões mostrou que as pistas executadas sobre subleito argiloso apresentaram uma redução na deflexão média de cerca de 25% ao final do período de análise. Esses resultados são similares àqueles observados em outras estruturas, também executadas sobre solo argiloso (TRICHÊS, 2000);
- A análise da evolução do comportamento deflectométrico indicou também que as pistas executadas sobre aterro em rocha apresentaram uma redução da deflexão muito mais expressiva, tendo ocorrido uma redução média de 41% em relação à deflexão inicial. Esse comportamento pode ser atribuído ao fato de que não existe uma metodologia de controle da compactação do subleito de rocha detonada, sendo que a liberação da camada é feita com base no nível deflectométrico obtido e em observações visuais;
- A análise do raio da deformada e da deformação de tração  $\epsilon_t$  atuante na base do revestimento asfáltico e estimada com base no raio de curvatura da superfície deformada permitiram concluir que a base de macadame seco apresenta uma capacidade de distribuição de esforços similar àquela apresentada pela base de brita graduada e conduz a deformações semelhantes no concreto asfáltico;
- O acompanhamento da evolução das deflexões também permitiu concluir que o efeito de pós-compactação do tráfego melhora sobremaneira o comportamento mecânico da estrutura de pavimento, ocorrendo uma redução expressiva no valor da deformação de tração  $\epsilon_t$  estimada. Pôde-se concluir que, quando do dimensionamento ou avaliação da capacidade estrutural de um pavimento recém-construído, é de grande importância a consideração do efeito de pós-compactação, pois o mesmo pode determinar a aceitação ou não da estrutura;
- A retroanálise de bacias deflectométricas medidas com o FWD conduziu a valores modulares maiores do que aqueles determinados pela retroanálise de bacias medidas com a viga Benkelman, especialmente no caso das camadas de base, que obtiveram valores modulares muito elevados. Além das diferenças quanto à natureza do carregamento aplicado, nesta comparação as medidas com o FWD foram feitas cerca de 3 meses após a construção, enquanto que as medidas com a viga foram executadas no mês zero;

- No tocante à irregularidade longitudinal (IRI), as pistas experimentais apresentaram valores de IRI adequados para uma rodovia que está no início de seu ciclo de vida. As irregularidades medidas no ano zero e no ano 2 foram muito semelhantes e não foi possível estabelecer com clareza qual o aumento percentual da irregularidade nesses dois anos. As menores irregularidades médias foram observadas nas pistas 4 (1º) e 1 (2º), ambas executadas com base de macadame seco e regularização com CSTC. A maior irregularidade média foi obtida na pista 2, executada com base de macadame seco e regularização de massa fina de CAUQ. Esses resultados foram observados tanto no primeiro quanto no segundo ano.
- Quanto ao afundamento de trilha de roda, os valores obtidos são adequados para uma rodovia recém construída no início de sua vida útil. Como era esperado, ocorreu um aumento significativo da trilha de roda no segundo ano. Isso porque, durante o período de consolidação, a pós-compactação exercida pelo tráfego, se por um lado melhora o comportamento mecânico da estrutura de pavimento, por outro provoca deformações permanentes nas camadas, que se manifestam sob a forma de trilhas de roda na superfície. Verificou-se que as pista 03 e 08 apresentaram os menores afundamentos de trilha de roda. No primeiro ano, o menor afundamento médio (média das trilhas esquerda e direita) foi observado na pista 03, seguido da pista 08. No segundo ano, a pista 08 apresentou o menor afundamento médio, seguido da pista 03.
- A análise de custos indicou que as pistas as pistas 01, 03, 04 e 06 apresentaram custos de implantação inferiores àquele obtido na pista de controle 08. Já as pistas 02, 05 e 07 conduziram a custos mais elevados. Isto aconteceu porque, nas as pistas 02 e 05, a base de macadame seco foi regularizada com uma camada de massa fina de concreto asfáltico de 2cm de espessura. O elevado preço do concreto asfáltico acabou por tornar essa camada mais cara do que a brita graduada, que é a estrutura de projeto. Já no caso da pista 07, a estrutura de pavimento é exatamente a mesma adotada na pista 08, sendo que a diferença está no custo da terraplenagem. Embora o custo da compactação do aterro em rocha seja inferior ao custo de compactação de solo na energia de 100% do Proctor Normal, a regularização da superfície de rocha com brita acabou por tornar o custo de execução desta camada muito mais alto.

## 5.2 COMENTÁRIOS FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Pretende-se dar continuidade ao estudo aqui apresentado por meio de campanhas periódicas de levantamentos deflectométricos e das condições de superfície do pavimento (defeitos superficiais, IRI e afundamento de trilha de roda). O autor julga que os resultados obtidos até o momento são bastante promissores e que as pistas experimentais construídas apresentaram desempenho bastante satisfatório e semelhante àquele observado na estrutura convencional de pavimento. No entanto, os dados aqui apresentados referem-se tão somente aos dois anos iniciais após a construção. É necessário o estudo da performance e da evolução dos defeitos a longo prazo, por um período mínimo de dez anos, para se estabelecer com maior segurança se os segmentos construídos atenderão a vida de projeto para o qual foram dimensionados.

Para futuras pesquisas nesta linha, recomenda-se:

- A utilização de medidores de deformação na base do revestimento asfáltico para a determinação da deformação  $\epsilon_t$  e comparação dos valores medidos com os valores calculados com base na bacia de deformação medida em campo;
- Abertura de poços de sondagem e coleta de amostras de solo do subleito e da base de brita graduada para determinação do grau de compactação e teor de umidade. Comparação com os valores iniciais da construção;
- Coleta de amostras indeformadas *in situ* de solo e de brita graduada para a realização de ensaios triaxiais dinâmicos após o período de consolidação. Comparação com os resultados obtidos nas condições ideais de compactação (umidade ótima e densidade máxima);
- Monitoramento da temperatura do concreto asfáltico e do grau de umidade do subleito quando da determinação das deflexões;
- Utilização de viga Benkelman automatizada para as medidas de deformação, devido a maior qualidade dos dados obtida com a mesma;

## BIBLIOGRAFIA

AASHTO (1986). *Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of Highway and Transportation Officials, Washington, DC, EUA.

AFNOR-NF-P98-253-1 (1991). *Essais relatifs aux chaussées – Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés – Partie 1: essai d'orniérage*. Association Française de normalisation – AFNOR, France.

AFNOR-NF-P98-260-2 (1992). *Essais relatifs aux chaussées – Mesure des caractéristiques rhéologiques des mélanges hydrocarbonés – Partie 2: détermination du module complexe par flexion sinusoidale*. Association Française de normalisation – AFNOR, France.

AFNOR-NF-P98-261-1 (1992). *Essais relatifs aux chaussées – Détermination de la résistance em fatigue des mélanges hydrocarbonés – Partie 1: essai par flexion deux points à amplitude de flèche constante sur éprouvettes trapézoïdales isocèles*. Association Française de normalisation – AFNOR, France.

ALBERNAZ, C.A.V., MOTTA, L.M.G., MEDINA, J. (1995). “*Retroanálise: Uma Útil Ferramenta na Avaliação Estrutural de Pavimentos*”. In: 29ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 1, pp. 399-417, Cuiabá, MG.

ALBERNAZ, C.A.V. (1997). *Método Simplificado de Retroanálise de Módulos de Resiliência de Pavimentos Flexíveis a Partir da Bacia de Deflexão*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

ALLEN, J. (1973). *The effect of non-constant lateral pressures of the resilient response of granular materials*. PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.

ALLEN, J. THOMPSON, M.R (1974) “*Resilient response of granular materials subjected to time dependent lateral stresses*”. In: Transp. Res. Rec. 510, pp. 11-13. Transportation Research Board, Washington, D.C USA.

BARBETTA, P.A. (2004). *Estatística aplicada às Ciências Sociais*. Editora da UFSC, Florianópolis, SC.

BARELLA, R.M. MASSARA, S.O.F. BALBO, J.T (2005). “*Irregularidade Longitudinal de Pavimentos: Sensibilidade de Perfis, Correlação Entre QI e IRI e Comparação de Equipamentos*”. In: 9ª ENACOR, Natal, RN.

BARKSDALE, R. D. ITANY, S. Y. (1989). “*Influence of aggregate shape on base behaviour*”. In: Transp. Res. Rec. 1227, pp. 173-182. Transportation Research Board, Washington, D.C, USA.

BEZERRA, R.S.N (2004). *Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecânico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP.

BERNUCCI, L.B., MOTTA, L.M.G., CERATTI, J.A.P., SOARES, J.B. (2007). *Pavimentação asfáltica. Formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro, RJ.

BODIN, D. (2002). *Modèle d'endommagement cyclique: Application à fatigue des enrobés bitumineux*. Thèse de Doctorat, L'École Centrale, Paris, France.

BORGES, C.S., TRICHÊS, G. (2003). “*Estudo comparativo entre medidas de deflexão com viga Benkelman e FWD em pavimentos da malha rodoviária estadual de Santa Catarina.*” In: 34ª Reunião Anual de Pavimentação. V.2, pp. 691-09. Campinas, SP.

BOYCE, H. R. (1980). “*A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading.*” In: Proc., Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, pp. 285–294.

BROWN, S. F., 1974. *Repeated Load Testing of Granular Material*. Journal ASCE, v.100, GT7, July.

BROWN, S. F., HYDE, A. F. L. (1975). “*Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material*”. In: Transp. Res. Rec. 537, pp. 49-58. Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.

CNT (2007). *Pesquisa rodoviária*. Confederação Nacional dos Transportes, Brasília, DF.

CONTROLS (2007). *Beam Fatigue Apparatus*. <http://www.controls.it>

COST\_333 (1999). *Final report of Cost Action 333: Development of New Bituminous Pavement Design Method*. Luxembourg, European Commission. U.E.

DAWSON, A. R., THOM, N. H., AND PAUTE, J. L. (1996). “*Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition*”. In: Flexible Pavements, Proc., Eur. Symp. Euroflex 1993, A. G. Correia, ed., Balkema, pp. 35-44. Rotterdam, The Netherlands.

DAWSON, A.R, LEKARP, F., ISACSSON, U. (2000). “*State of the Art. I: Resilient response of unbound aggregates*”. In: Journal of Transportation Engineering, Vol. 126, no.1, pp.66-75. Paper no. 20093

DEINFRA/SC (1992). *Especificações gerais para obras rodoviárias*. Departamento Estadual de Infra-Estrutura de Santa Catarina, Florianópolis, SC.

DE LA ROCHE, C. (1996). *Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux – expérimentation et nouvelles perspectives d'analyse*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris, Paris, France.

DNER (1994). *Método de Ensaio DNER-ME 024/94, Determinação das deflexões no pavimento pela viga Benkelman*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DNER (1994). *Procedimento DNER-PRO 269/94, Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis – TECNAPAV*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.



DNER (1994). *Método de ensaio DNER-ME 61/94, Delineamento da Linha de Influência Longitudinal da Bacia de Deformação por Intermédio da Viga Benkelman*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DNER (1994). *Procedimento DNER-PRO 175/94, Aferição da Viga Benkelman*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DNER (1994). *Método de ensaio DNER-ME 131/94, Solos – determinação do módulo de resiliência*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DNER (1994). *Método de Ensaio DNER-ME 133/94, Misturas Betuminosas – Determinação do módulo de resiliência*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DNER (1994). *Método de Ensaio DNER-ME 138/94, Misturas Betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DNIT (2006). *Manual de Pavimentação*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DNIT (2006a). *Manual de Reabilitação de Pavimentos Asfálticos*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DYNATEST (1995). *Analytical Procedures in NDT Pavement Evaluation*.  
<http://www.dynatest.com/gallery/papers>

DUNLAP, W. A. (1963). ‘‘A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials’’. In: Tech. Rep. No. 1, Proj. 2-8-62-27, Texas Transp. Inst., Texas A&M University, College Station, Tex.

FABRÍCIO, J. M., GONÇALVES, E.A., FABRÍCIO, O. F. (1988). ‘‘Metodologia Não Destrutiva para Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis Através da Interpretação das Bacias de Deformação’’. In: 23ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 3, pp. 1415-1446, Florianópolis, SC.

FABRÍCIO, J.M., FABRÍCIO J.V.F. (2003) ‘‘Utilização do produto Rd na retroanálise simplificada das medidas de deflexão em pavimentos flexíveis e semi-rígidos’’ In: 34ª Reunião Anual de Pavimentação, V.2, pp 536-551, Campinas, SP.

FERNANDES, I.S (2000). *Avaliação do comportamento mecânico da camada de brita graduada ‘‘in situ’’*. Dissertação de Mestrado, UFSC, Florianópolis, SC.

FERREIRA, J.G.H.M (2002). *Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

FONSECA, J.L.G. (2002). *Um Método de Retroanálise de Bacias de Deflexão de Pavimentos*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

FRANCKEN, L. (1977). “*Permanent deformation law of bituminous road mixes in repeated triaxial compression.*” In: 4<sup>th</sup> International Conference Structural Design of Asphalt Paviments, Ann Harbor, pp.483-496.

GRAY, J. E. (1962). “*Characteristics of graded base course aggregates determined by triaxial tests.*” In: Engrg. Res. Bull., No. 12, National Crushed Stone Association.

HAYNES, J. G., AND YODER, E. J. (1963). “*Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO Road Test.*” In: Hwy. Res. Rec. 39.

HEYDINGER, A. G., XIE, Q. L., RANDOLPH, B. W., AND GUPTA, J. D. (1996). “*Analysis of resilient modulus of dense and open-graded aggregates.*” In: Transp. Res. Rec. 1547, pp. 1-6. Transportation Research Board, Washington, D.C., 1–6.

HICKS, R. G. (1970). *Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials*. Tese de PhD, Universidade da Califórnia, Berkeley, EUA.

HICKS, R. G., AND MONISMITH, C. L. (1971). “*Factors influencing the resilient properties of granular materials.*” In: Hwy. Res. Rec. 345, pp. 15–31.

HUANG, Y.H (2001). *Manual do Programa Kenlayer*.

IGUATEMI (2002). *Projeto Final de Engenharia para Pavimentação. Rodovia SC-469, Trecho: Campo Erê-Saltinho-Serra Alta e Acesso a Bom Jesus do Oeste. Volume 3: Memória Justificativa*. Florianópolis, SC.

JORENBY, B. N., AND HICKS, R. G. (1986). “*Base course contamination limits*”. In: Trans. Res. Rec. 1095, pp 86-101, Transportation Research Board, Washington D.C, EUA.

KOLISOJA, P. (1997). *Resilient deformation characteristics of granular materials*. PhD thesis, Tampere University of Technology. Tampere, Finland.

LENNGREN, C.A. (1990). *Relating Bearing Capacity to Pavement Condition*. Tese de Doutorado, Royal Institute of Technology, Department of Highway Engineering, Estocolmo, Suíça.

LYTTON, R.L. (1989). *Backcalculation of Pavement Layer Properties – Nondesctrutive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*. ASTM, STP 1026, Philadelphia.

LOUREIRO, T.G. (2003). *Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, CE..

MACÊDO, J. A. G.(1996). *Interpretação de Ensaios Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

MAIA, J.A.C (2003). *Métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes e cavidades em rocha*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

MAY, R. W., AND WITCZAK, M. W. (1981). “*Effective granular modulus to model pavement responses.*” In: Transp. Res. Rec. 810, pp. 1-9. Transportation Research Board,

Washington D.C, EUA.

MAYHEW, H. C. (1983). “*Resilient properties of unbound road base under repeated triaxial loading.*” In: Lab. Rep. 1088, TRRL, Crowthorne, U.K.

MEDINA, J. MOTTA, L. M. G. (2005). *Mecânica dos Pavimentos*. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

MITRY, F. G. (1964). *Determination of the modulus of resilient deformation of untreated base course materials*. PhD thesis, University of California, Berkeley, Berkeley, California, EUA.

MOLOISANE, R.J., WYNGAARD, W.A. (2004) “*Performance of Waterbound Macadam Pavements Costructed Labour Intensively: Case Study*”. In: 8<sup>th</sup> Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, paper 029. Sun City, South Africa.

MOMM, L. (1998). *Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP.

MOMM, L., KRYCKYJ, P. R., SANT´ANA, W.C., OLIVEIRA, A. (2003). “*Deformação da camada de concreto asfáltico no pavimento em função do raio de curvatura da deformada*”. In: 33<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação, pp. 645-659, Florianópolis, SC.

MOMM, L. (2005). *Notas de aula da disciplina ECV4497 – Misturas de Concreto Asfáltico*. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC.

MONISMITH, C. L., SEED, H. B., MITRY, F. G., AND CHAN, C. K. (1967). “*Prediction of pavement deflections from laboratory tests.*” In: Proc., 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Struct. Des. of Asphalt Pavements, pp. 109–140.

MONTEIRO, S.A. (2003) *Aplicação da Mecânica da Fratura no Trincamento no Concreto Asfáltico Utilizado em Pavimentos Rodoviários*. Tese de Doutorado, UNB, Brasília, DF.

MONTGOMERY, D.G. RUNGER, G.C (1999). *Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros*. Editora LTC. Rio de Janeiro, RJ.

MOTTA (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: Critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

NÓBREGA, E.S (2003). *Comparação entre métodos de retroanálise em pavimentos asfálticos*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

NOURELDIN, A.S. (1993). *A New Scenario for Backcalculation of Layer Moduli of Flexible Pavement*. TRR 1384. Transportation Research Record. Washington D.C, EUA.

NÚÑES, W.P.(1997). *Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basalto alterado*. Porto Alegre, 1997, 297p.

OLIVEIRA, J.A.; CERATTI, J.A.; NÚÑES, W.P. (1998). *Basaltos alterados: Alternativa econômica para a pavimentação de rodovias coletoras*. Encontro de Engenheiros Rodoviários do Rio Grande do Sul, UNP/DAER – ABPv/RS. Porto Alegre, 1998.

PAPPIN, J. W. (1979). *Characteristics of granular material for pavement analysis*. PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., University of Nottingham, Nottingham, England.

PATERSON, W.D.O. (1986) *International Roughness Index: Relationship to Other Measures of Roughness and Riding Quality*. In: Transportation Research Record, n. 1084. Washington, EUA.

PERRET, J. (2003). *Déformations des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic*. Thèse de Doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, France.

PINTO, S. (1991). *Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. B  
PINTO, S., MOTTA, L. M. G. (1995). “Catálogo de Curva de Fadiga”. In: boletim técnico nº 16. Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv.

PLAISTOW, L. C. (1994). *Non-linear behaviour of some pavement unbound aggregates*. MS thesis, Dept. of Civ. Engrg., University of Nottingham, Nottingham, England.

PROSUL (2005). *RELATÓRIO DE ACOMPANHAMENTO - pistas experimentais Rodovia: SC-469, Trecho: Campo Erê – Saltinho – Serra Alta*. Florianópolis, SC.

PROSUL (2005). *Supervisão de Assistência e de Subsídios à Fiscalização de Obras Rodoviárias – Relatório “As Built”. Rodovia SC-469, Trecho: Campo Erê – Saltinho – Serra Alta, Subtrecho: Campo Erê – Saltinho*. Florianópolis, SC.

RAAD, L., MINASSIAN, G., AND GARTIN, S. (1992). “Characterization of saturated granular bases under repeated loads.” In: Transp. Res. Rec. 1369, pp. 73-82. Transportation Research Board, Washington, D.C.

ROCHA FILHO, N.R, RODRIGUES, R.M. (1998). “Levantamentos Deflectométricos: Fatores que Influenciam na Previsão de Desempenho de Pavimentos”. In: 31ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 2 pp. 751-767, São Paulo, SP.

SEED, H. B., CHAN, C. K., LEE, C. E. (1962). *Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failure in Asphalt Pavements*. In: 1ª International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements Proceedings. Michigan, EUA

SEED, H. B., MITRY, F. G., MONISMITH, C. L., AND CHAN, C. K. (1967). “Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load tests.” In: NCHRP Rep. No. 35, National Cooperative Highway Research Program.

SMITH, W. S., AND NAIR, K. (1973). “Development of procedures for characterization of untreated granular base coarse and asphalt-treated base course materials.” In: Rep. No. FHWA RD-74-61, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

SIMON, M.F., VALLE, N., TRICHÊS, G., OVIVEIRA, D. (1996). *Avaliação do*

*Desempenho de Macadame Seco em Camada de Base de Pavimento Rodoviário.* In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação, V.2 pp. 1147-1167, Salvador, BH.

SVENSON, M. (1980). *Ensaaios Triaxiais Dinâmicos de Solos argilosos.* Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

SWEERE, G. T. H. (1990). *Unbound granular basis for roads.* PhD thesis, University of Delft, Delft, The Netherlands.

THOM, N. H., AND BROWN, S. F. (1987). “*Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base.*” In: Transp. Res. Rec. 1121, pp. 50-56 Transportation Research Board, Washington D.C, EUA.

THOM, N. H., AND BROWN, S. F. (1988). “*The effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone.*” In: Proc., 14th ARRB Conf., Vol. 14, Part 7, 94–100.

TRICHÊS, G. (1985). *Determinação do Coeficiente de Poisson de Solos, Compactados, no Ensaio Triaxial Dinâmico e o Cálculo de Deflexão de Pavimentos.* Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

TRICHÊS, G. (2000). “*Avaliação Estrutural Durante o Processo Construtivo: Um Salto de Qualidade Para as Obras Rodoviárias Brasileiras*”. In: 2º Seminário Nacional de Modernas Técnicas Rodoviárias. Florianópolis, SC.

TROLLOPE, E. H., LEE, I. K., AND MORRIS, J. (1962). “*Stresses and deformation in two-layer pavement structures under slow repeated loading.*” In: Proc., ARRB, Vol. 1, Part 2, 693–718.

WSDOT (2006). *Standard Specifications for Road, Bridge, and Municipal Construction.* Washington State Department of Transportation, Washington D.C, Washington, EUA.

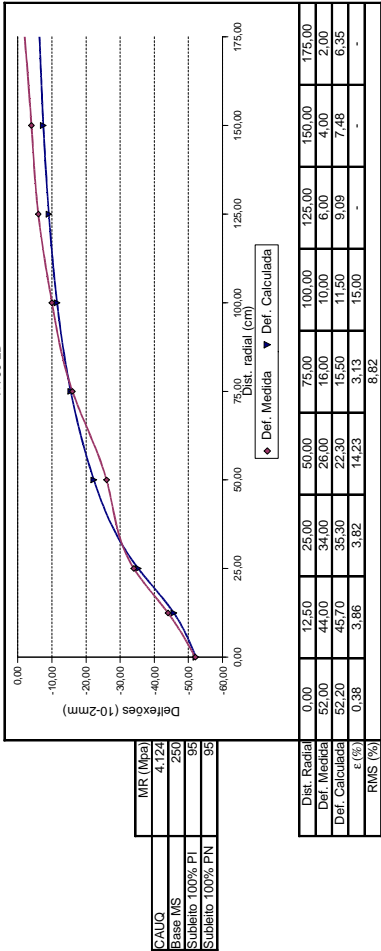
## **ANEXOS**

## **RESULTADOS DA RETROANÁLISE – VIGA BENKELMAN**

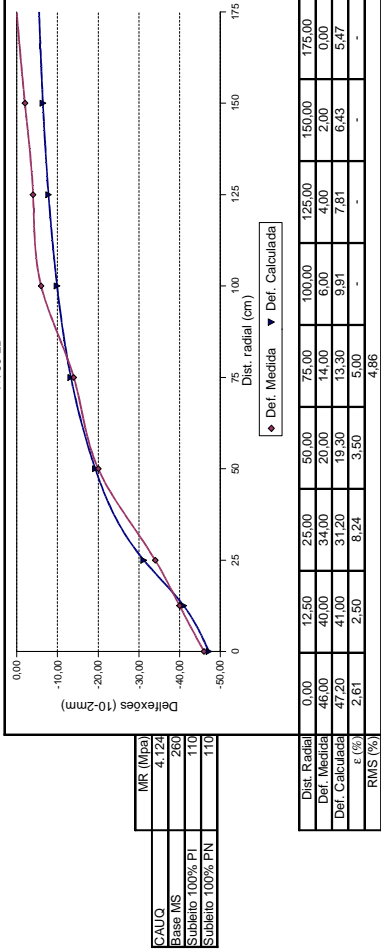
**Retroanálise pista 01**



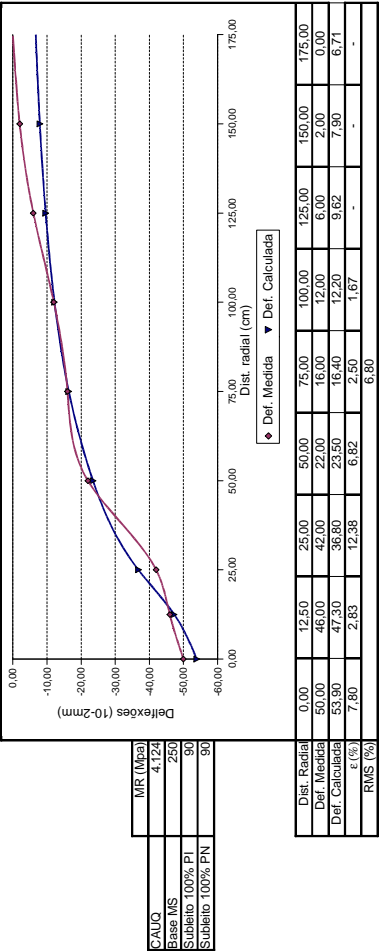
4+700 LD



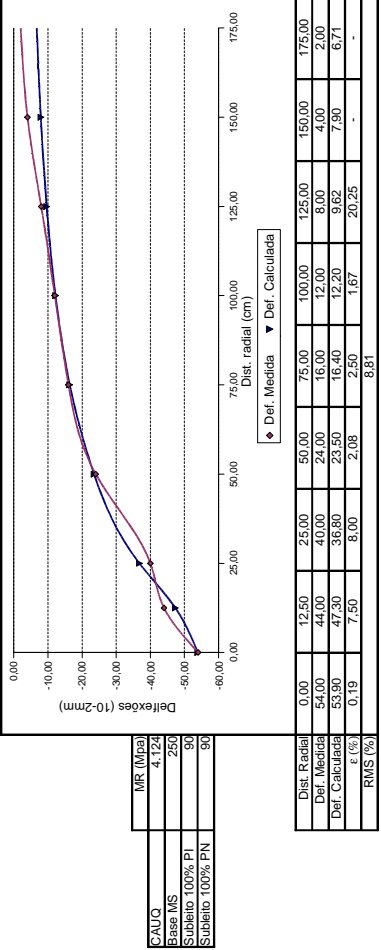
4+780 LD



4+740 LD

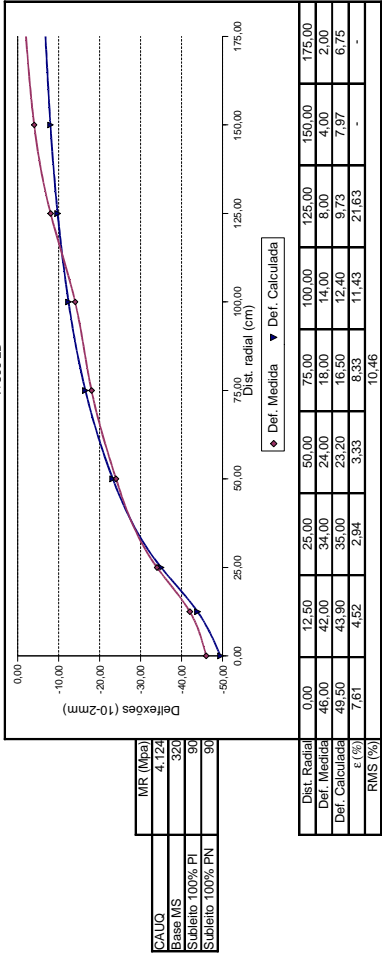


4+780 LD

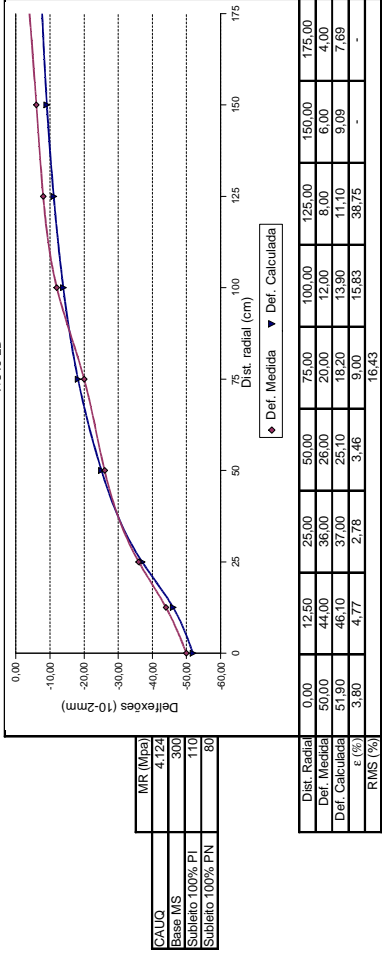


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

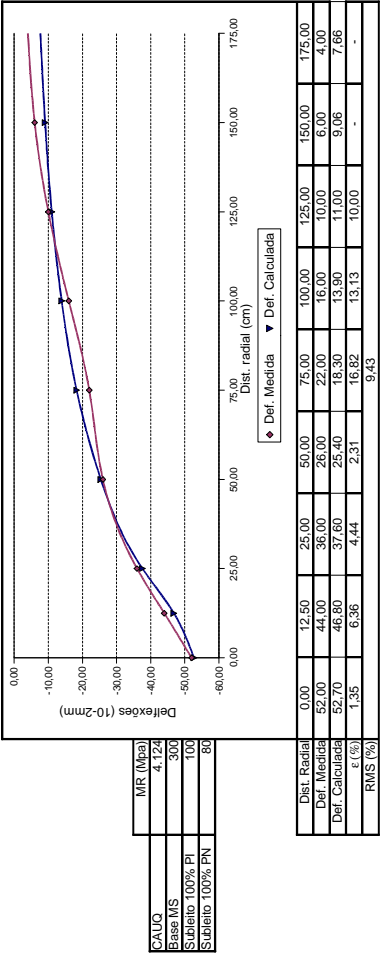
4+800.LD



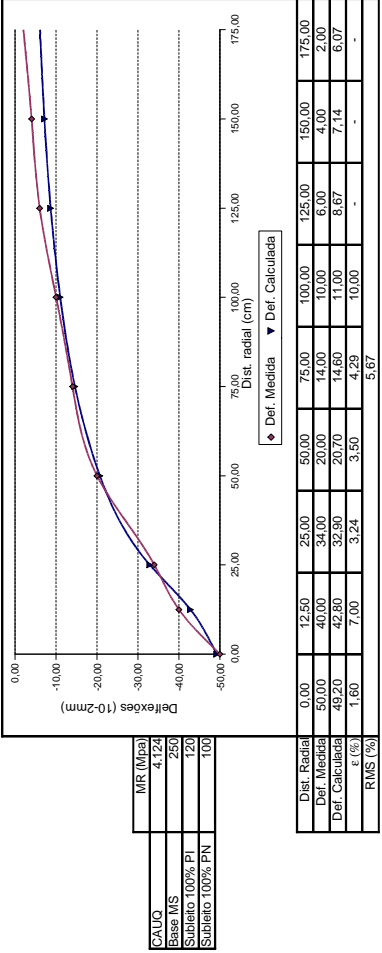
4+840.LD



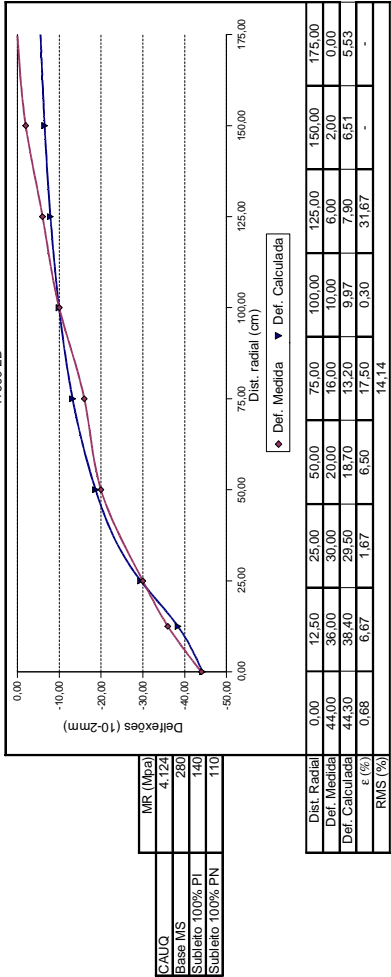
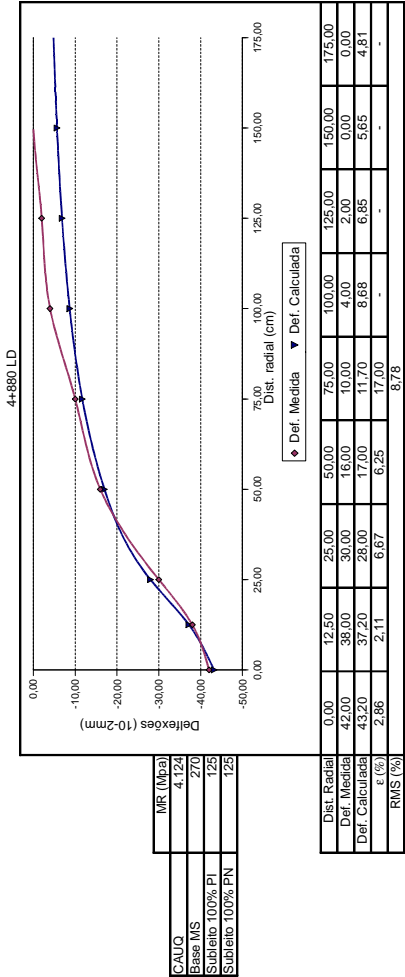
4+820.LD



4+860.LD

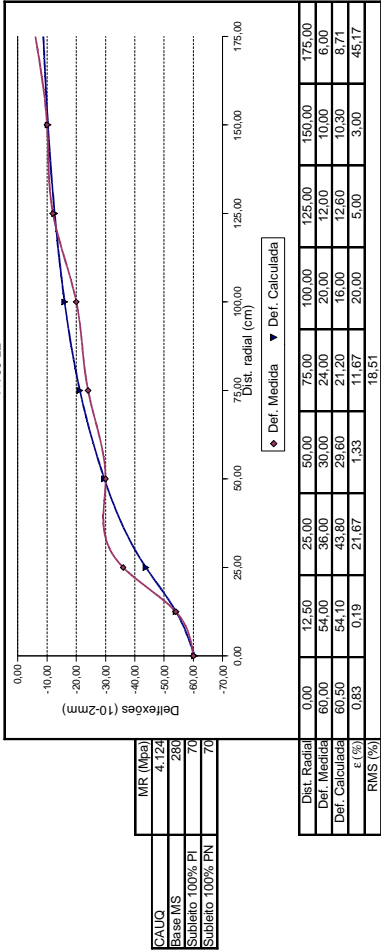


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

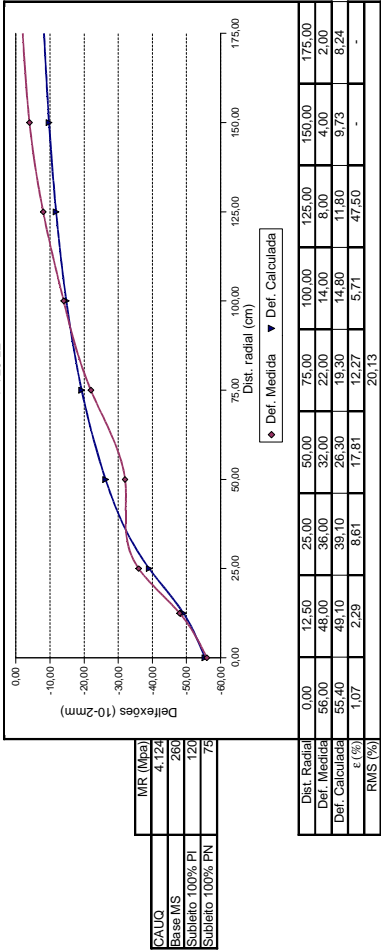


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

4+700 LE

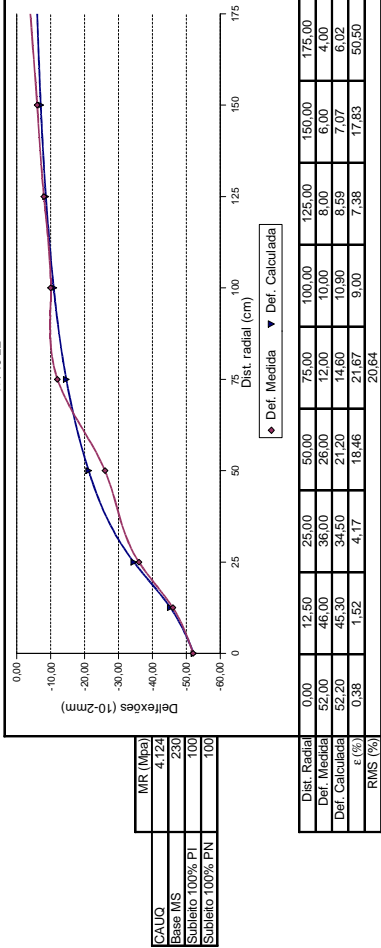


4+720 LE

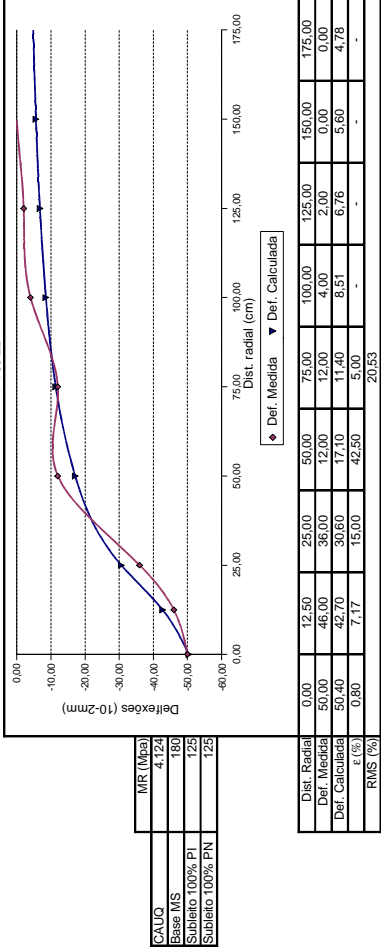


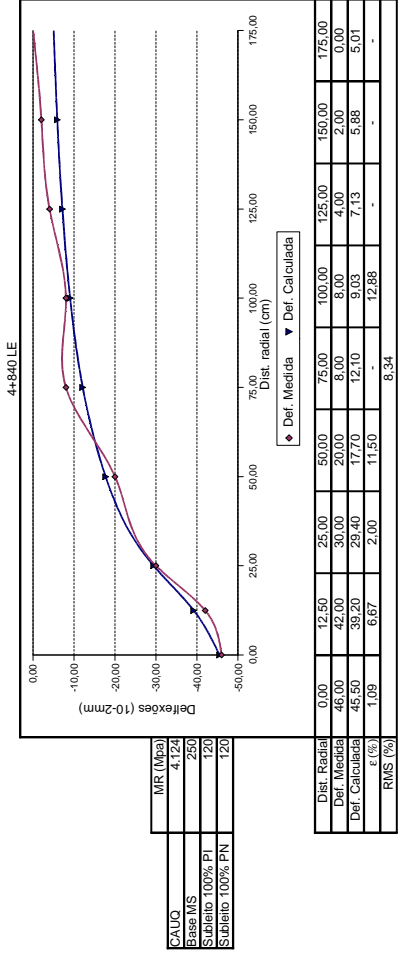
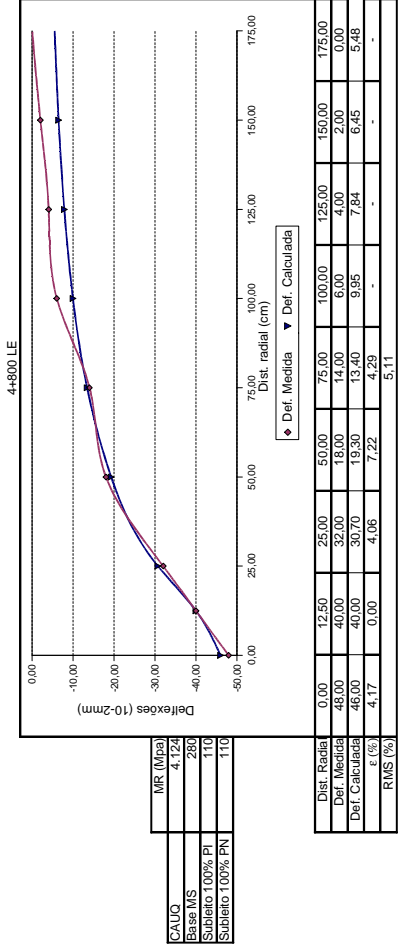
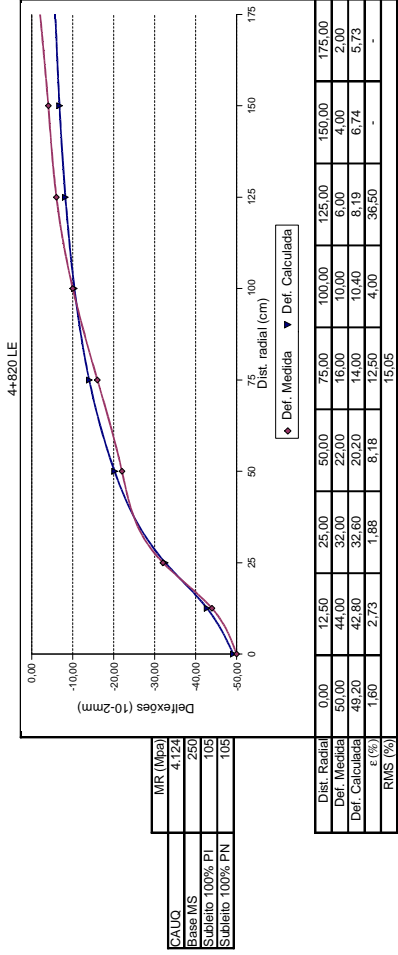
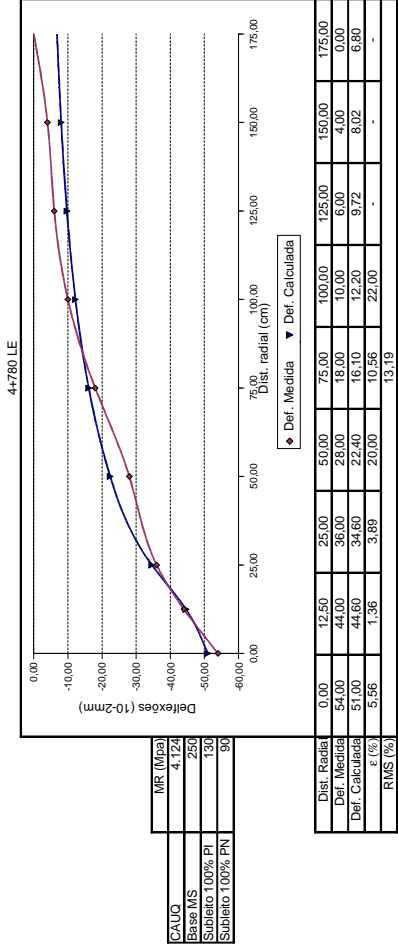
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

4+740 LE

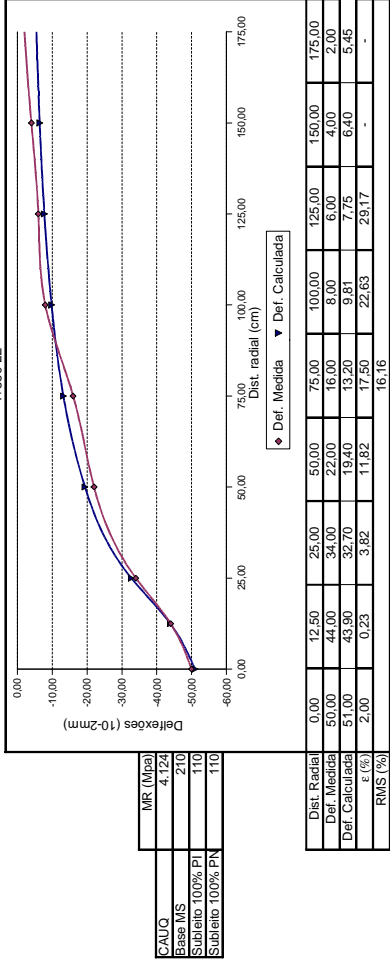
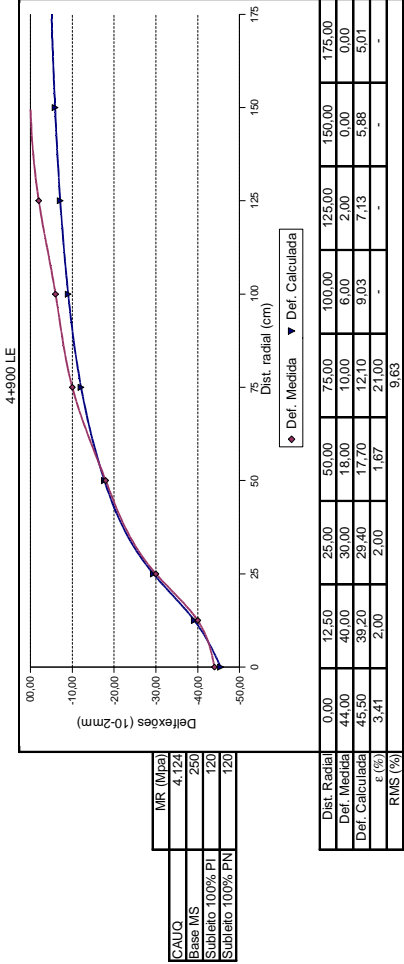
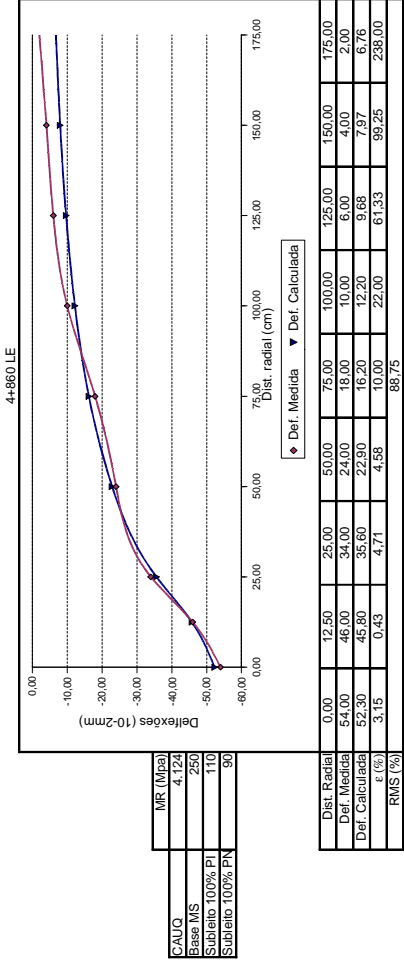


4+760 LE



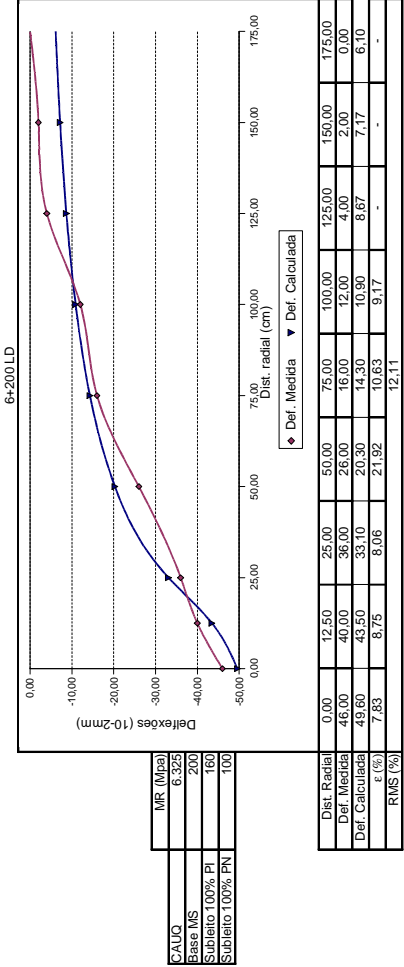
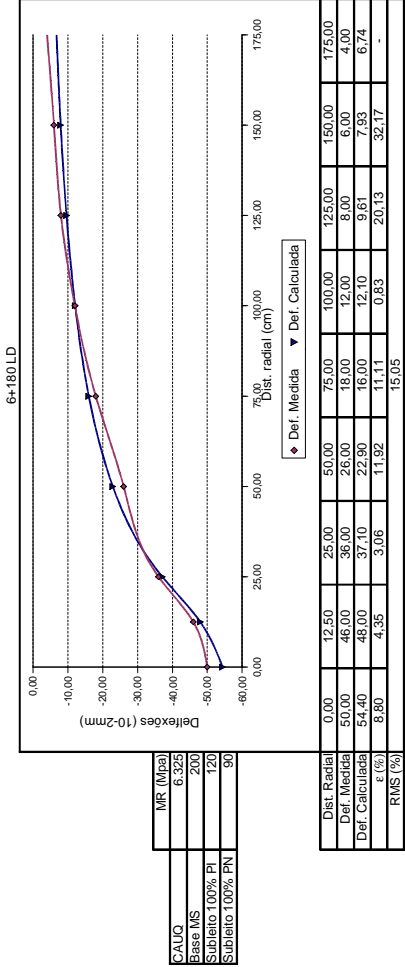


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

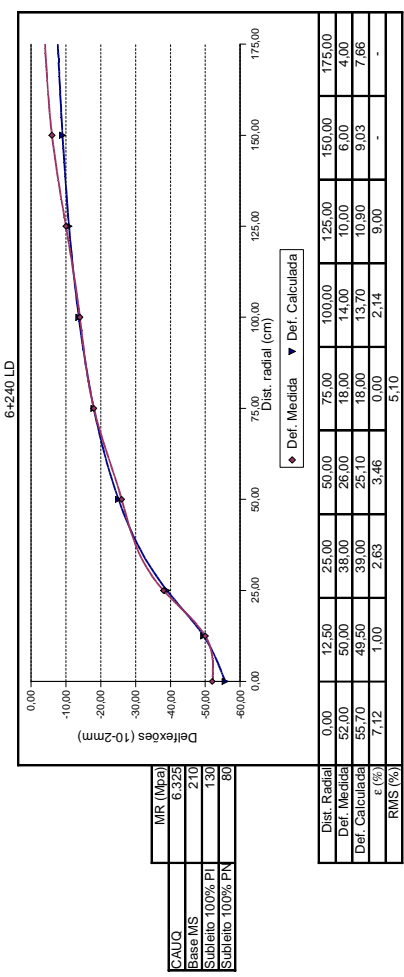
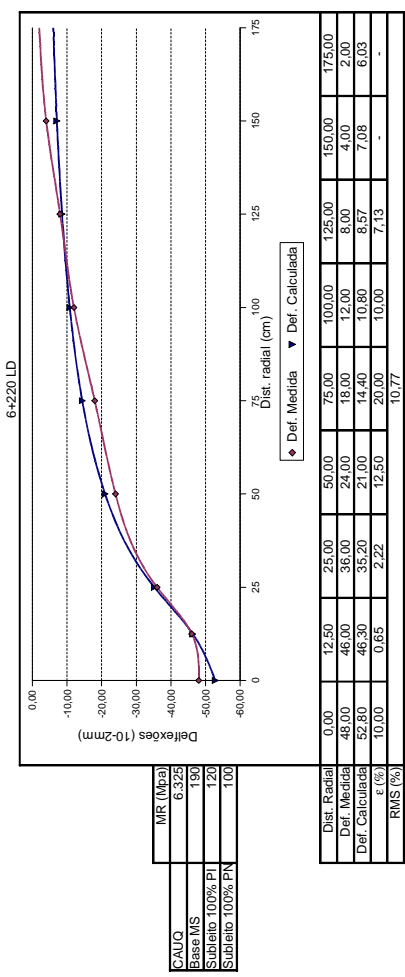


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

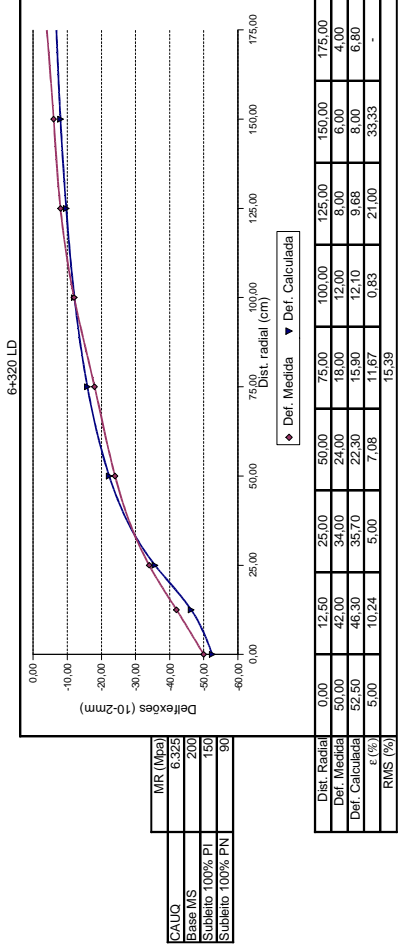
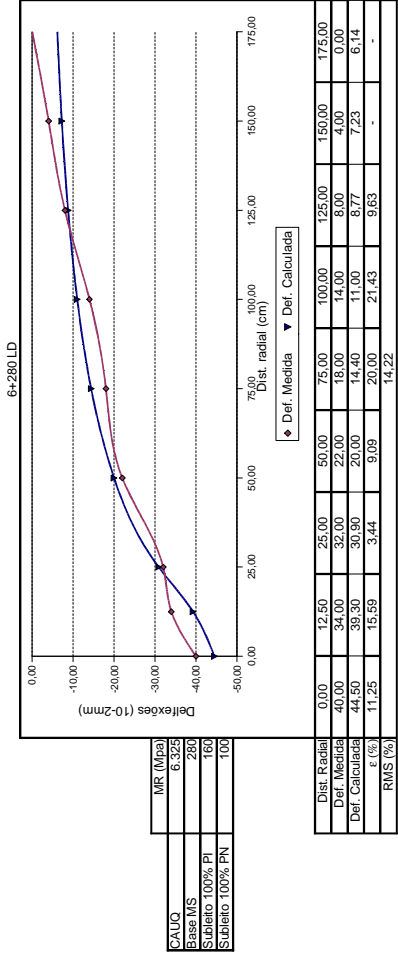
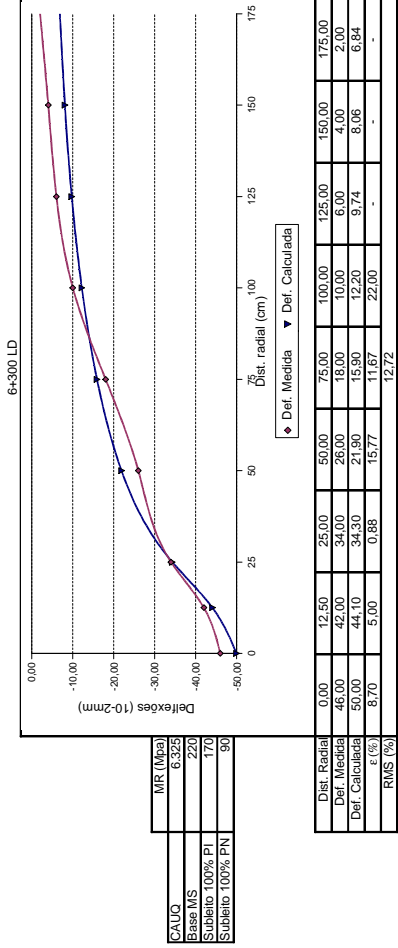
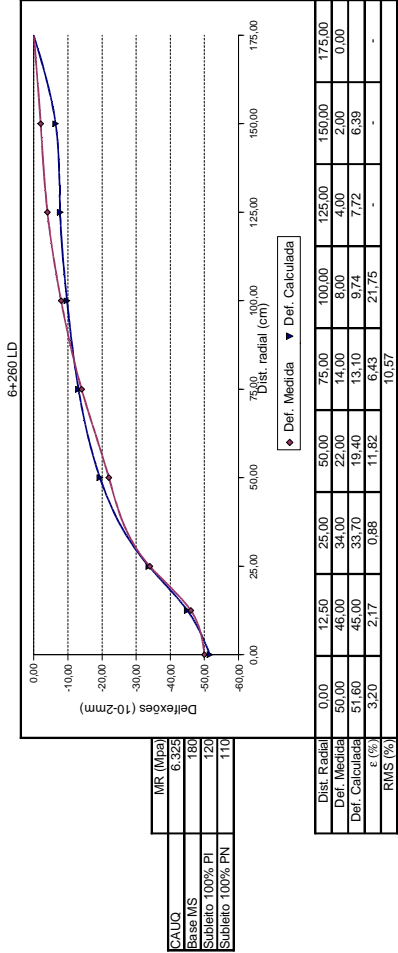
## **Retroanálise Pista 02**



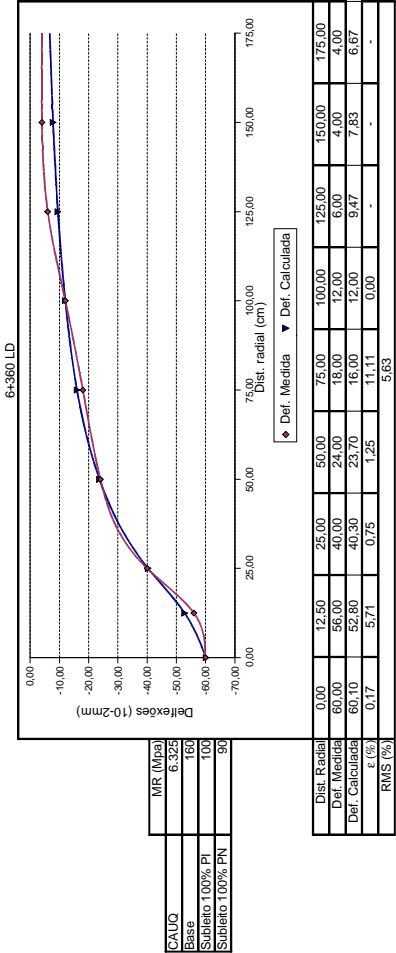
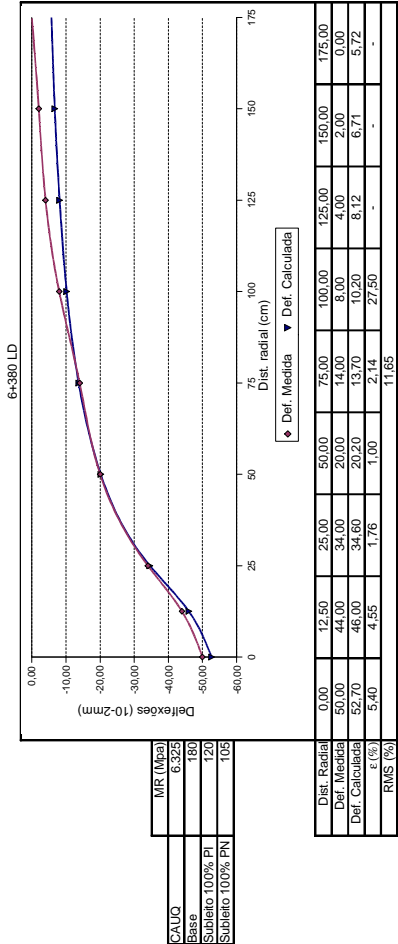
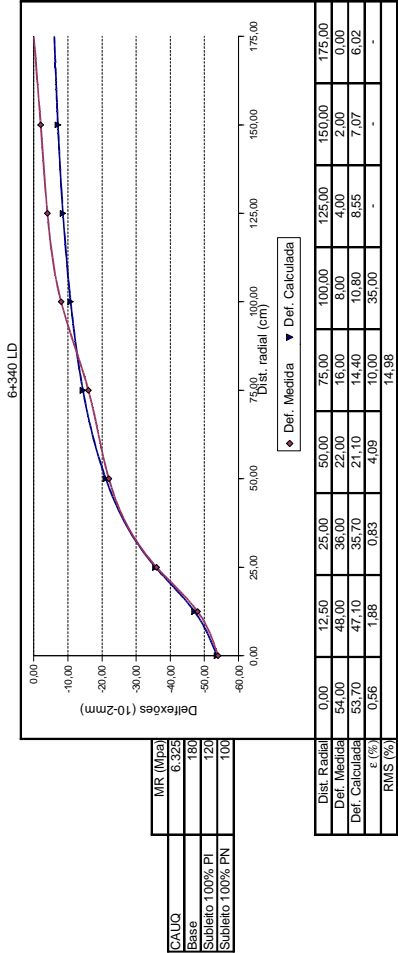
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor eliminados do cálculo da raiz média quadrática





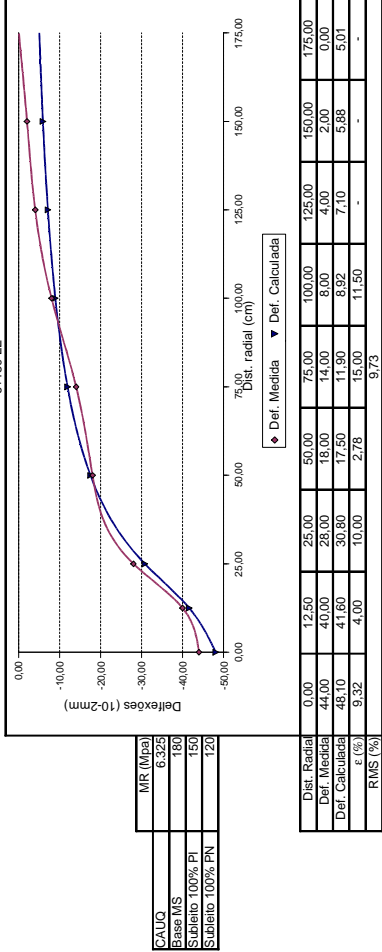


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

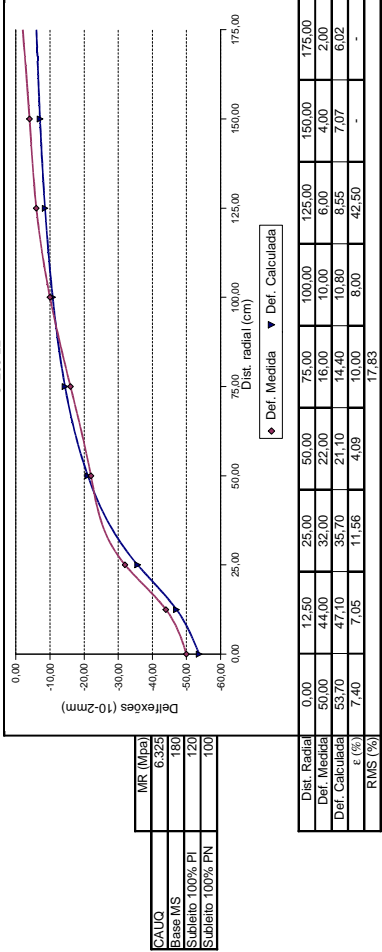


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

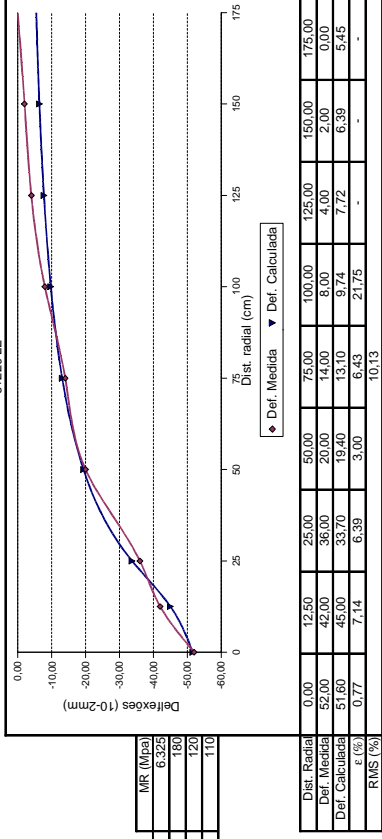
6+180 LE



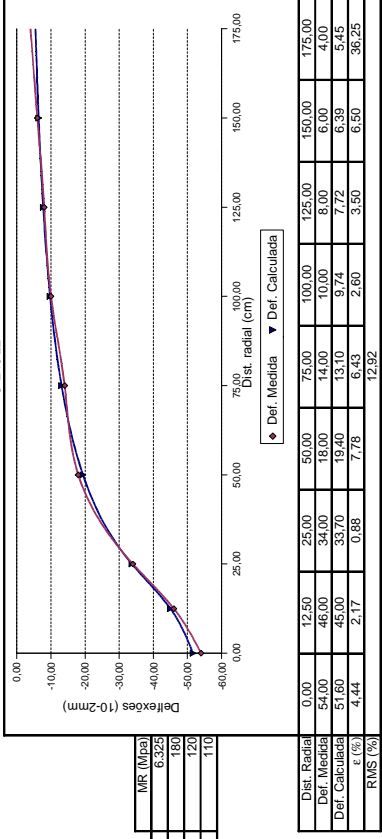
6+200 LE



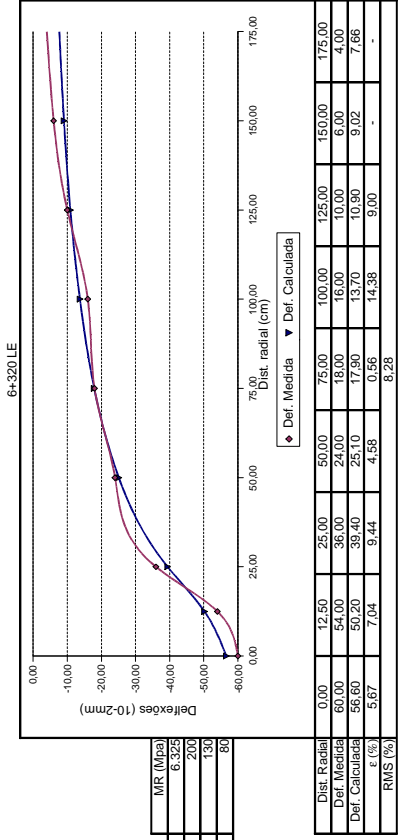
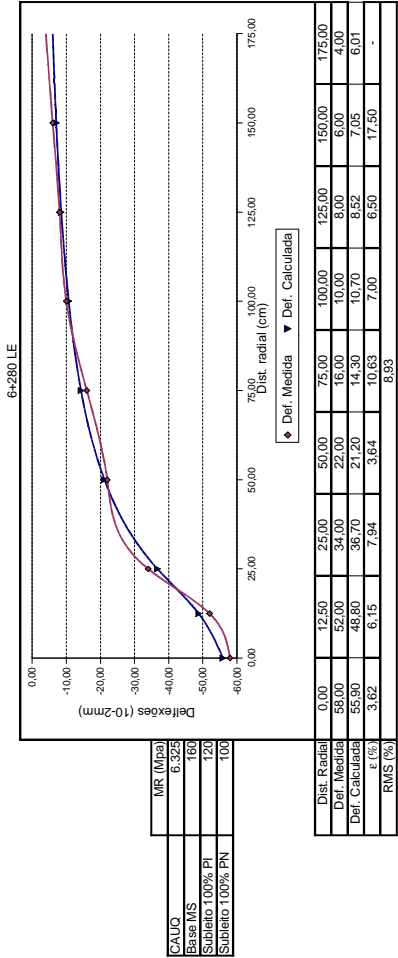
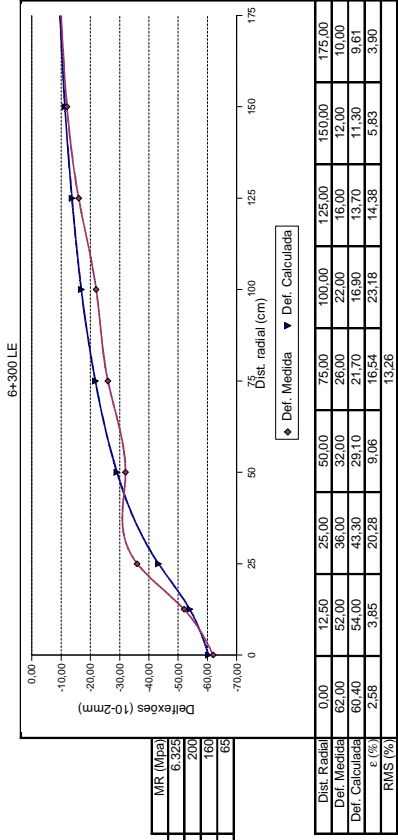
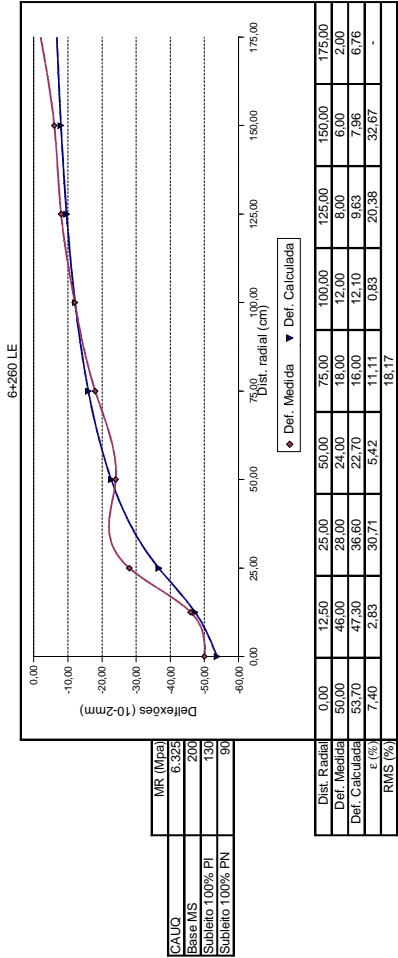
6+220 LE



6+240 LE

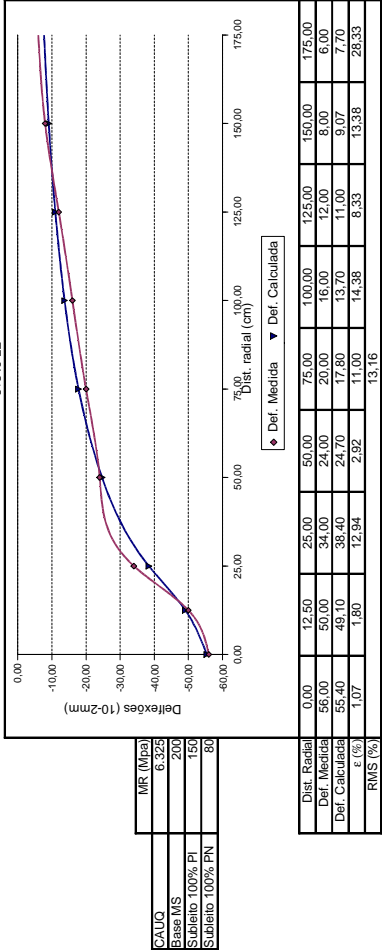


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

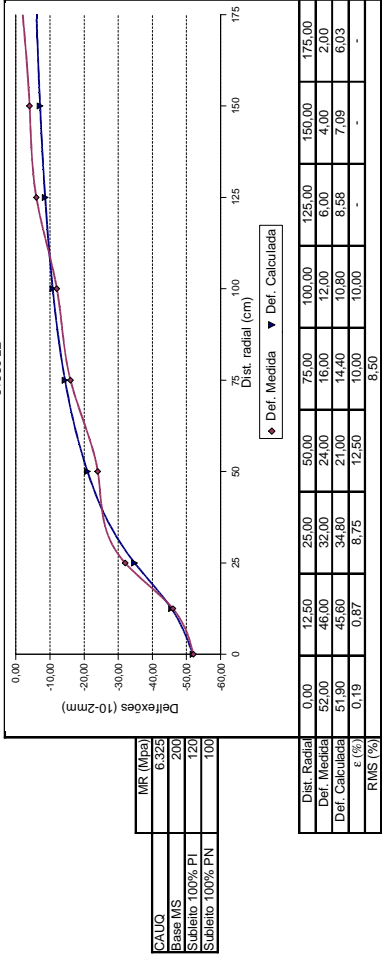


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

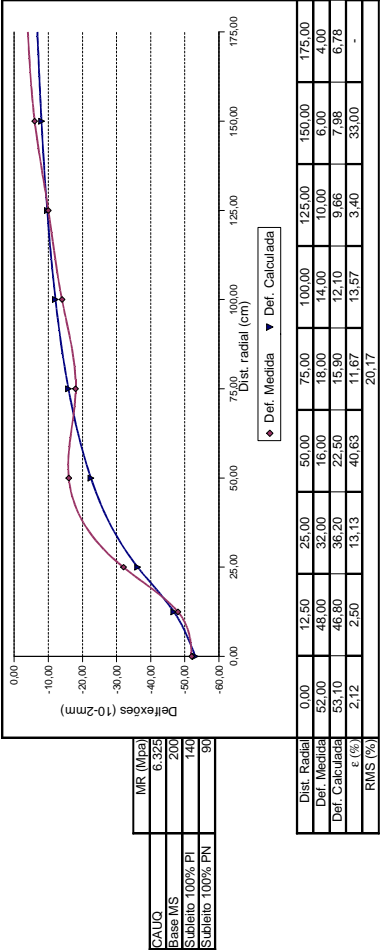
6+340 LE



6+380 LE

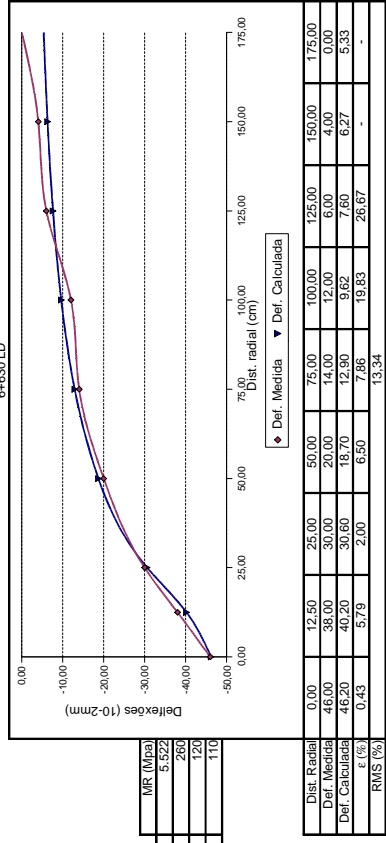
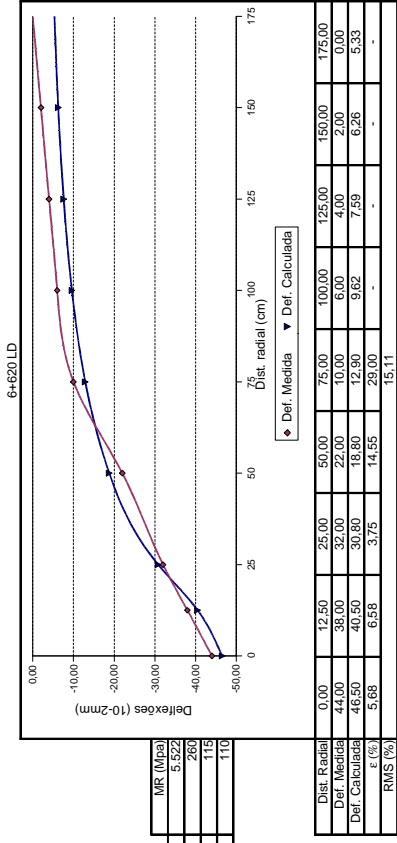
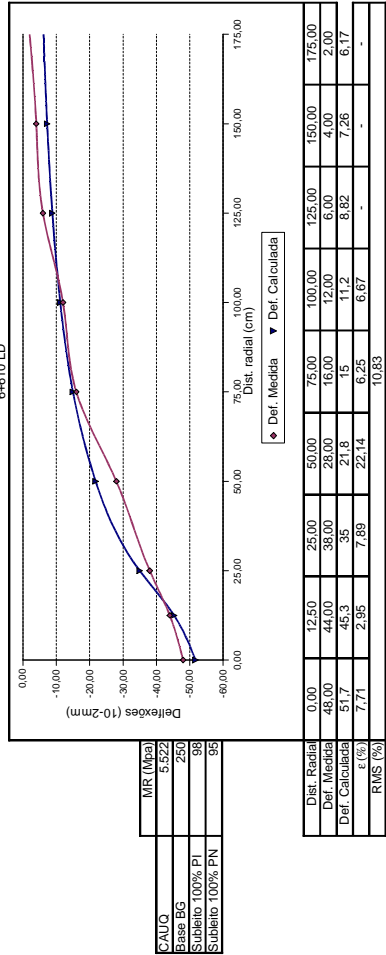
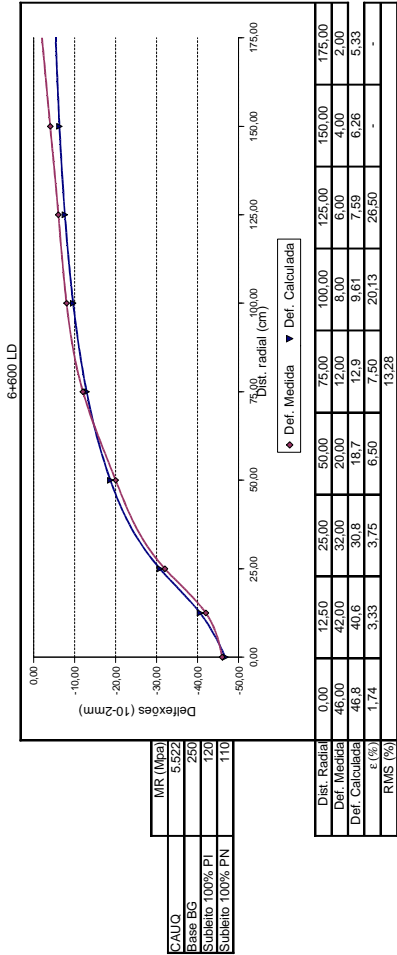


6+360 LE

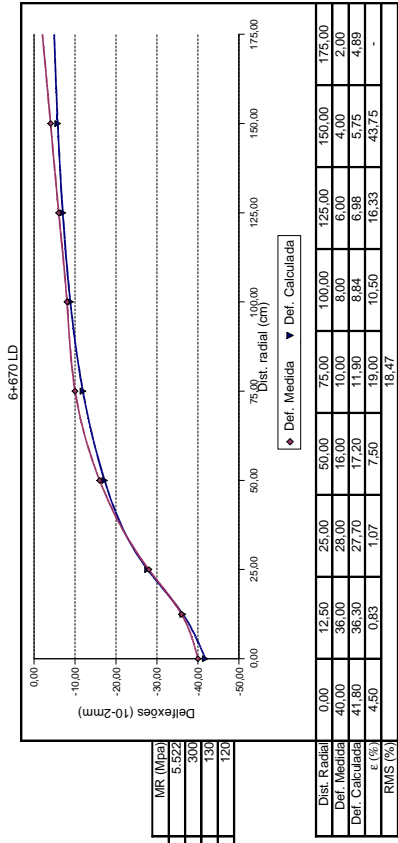
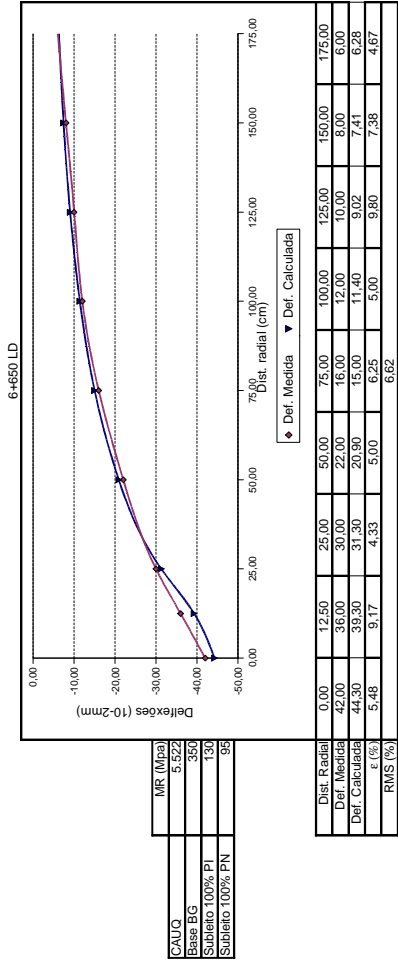
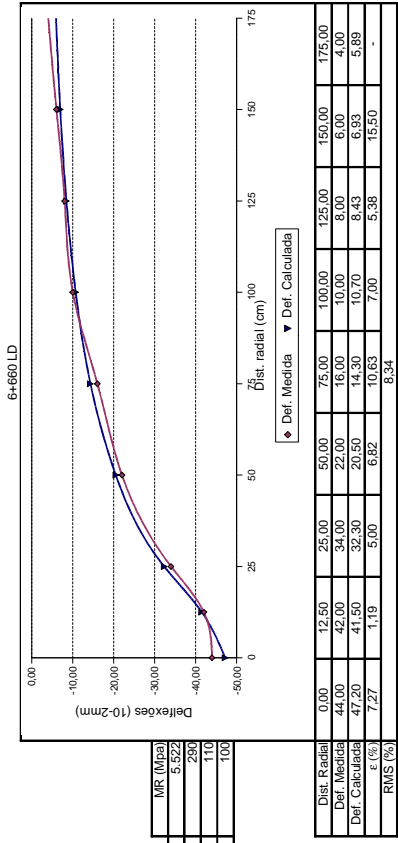
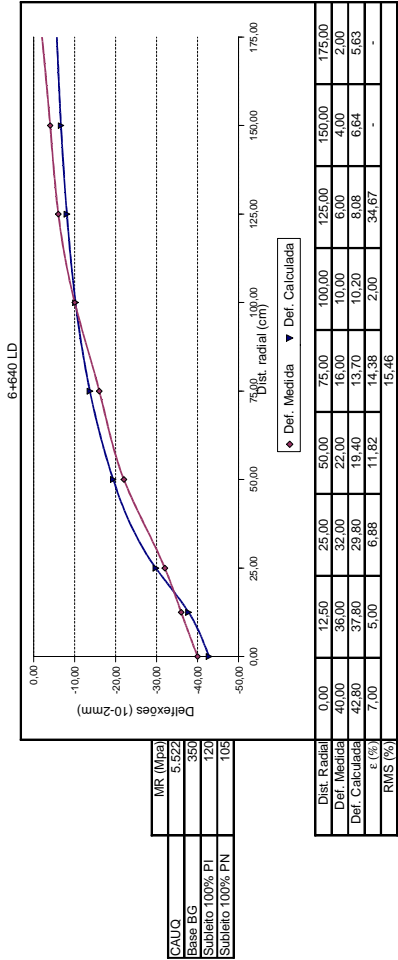


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor eliminados do cálculo da raiz média quadrática

### **Retroanálise Pista 03**

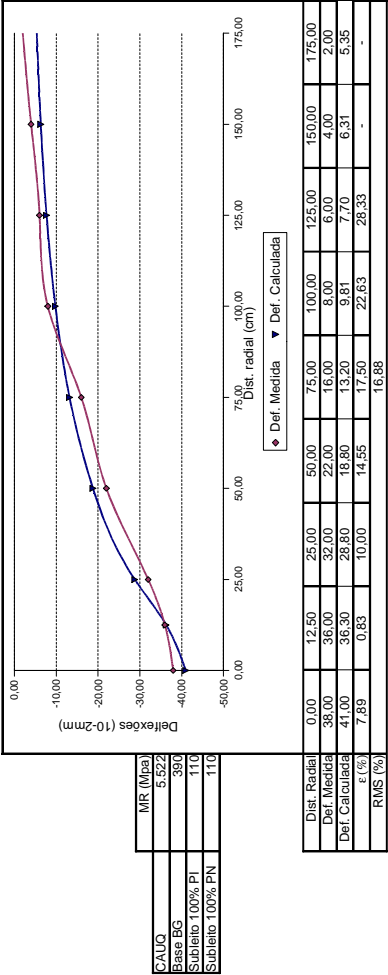
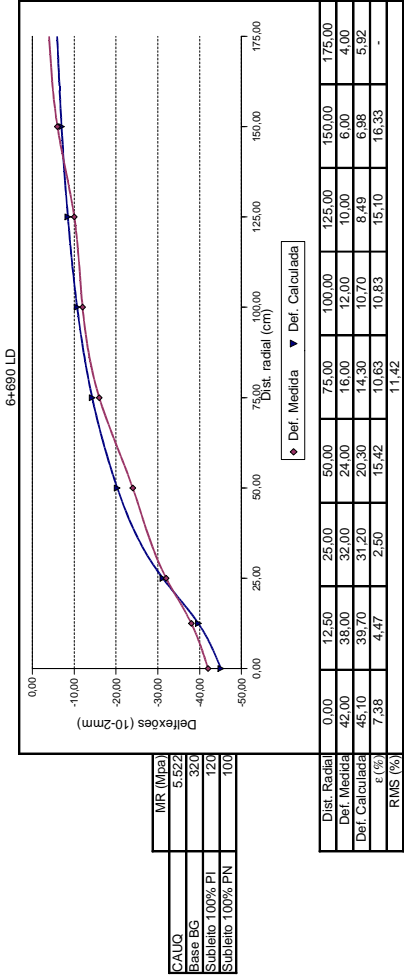


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

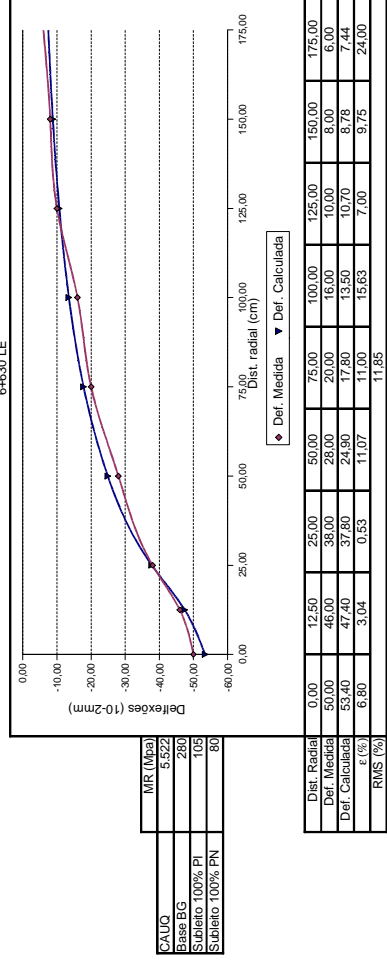
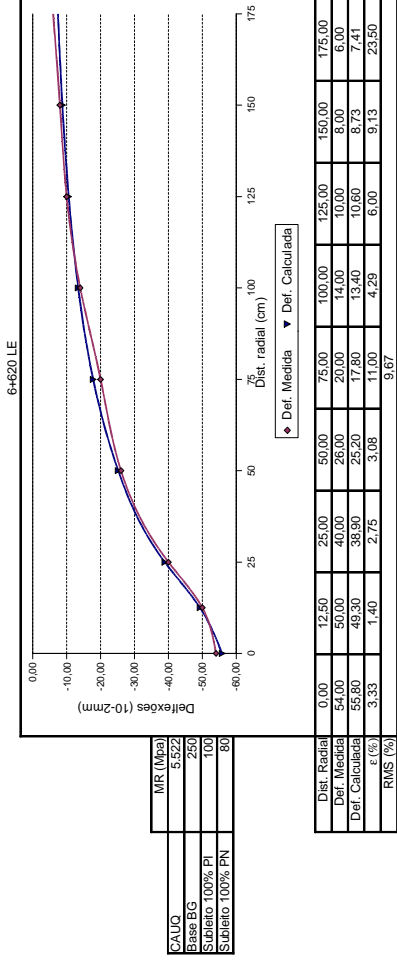
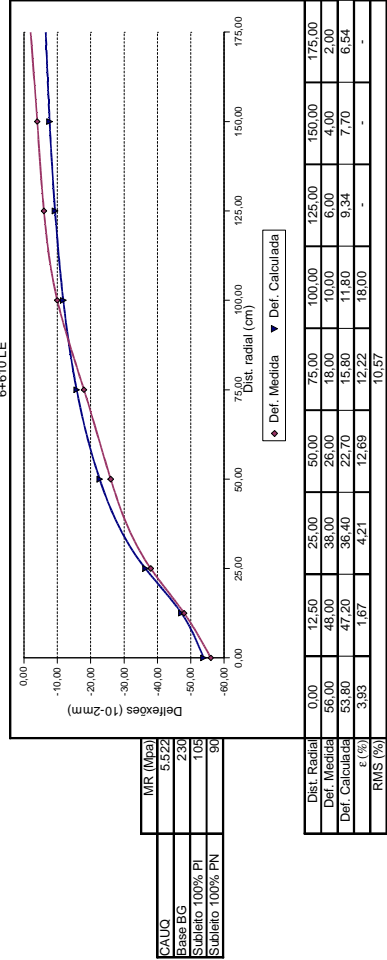
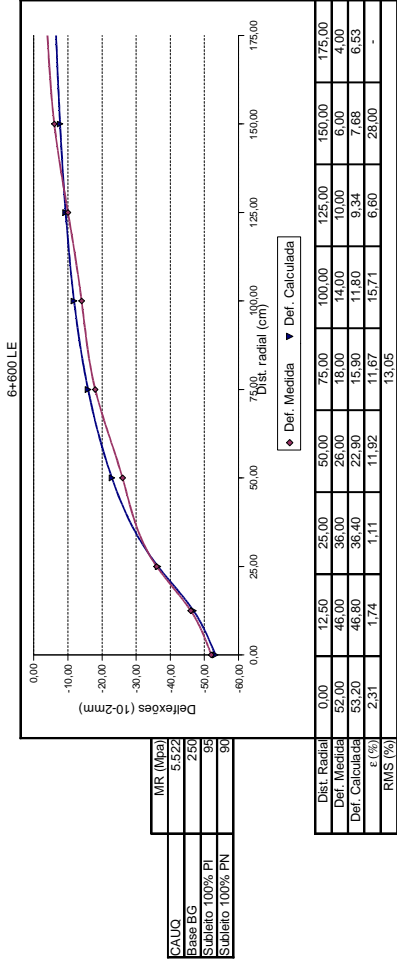


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

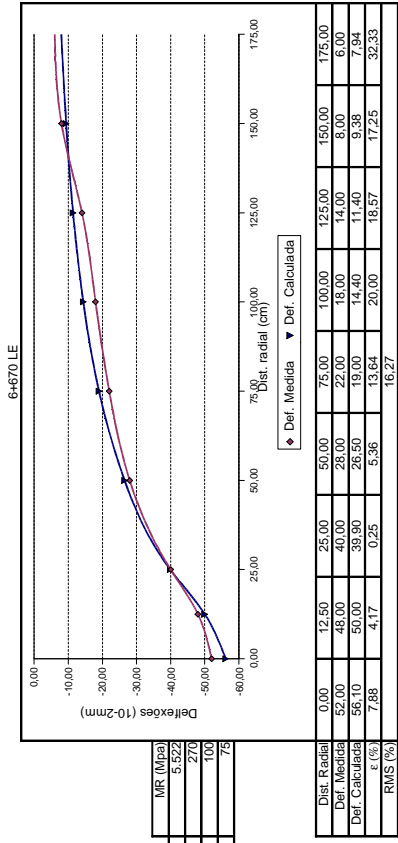
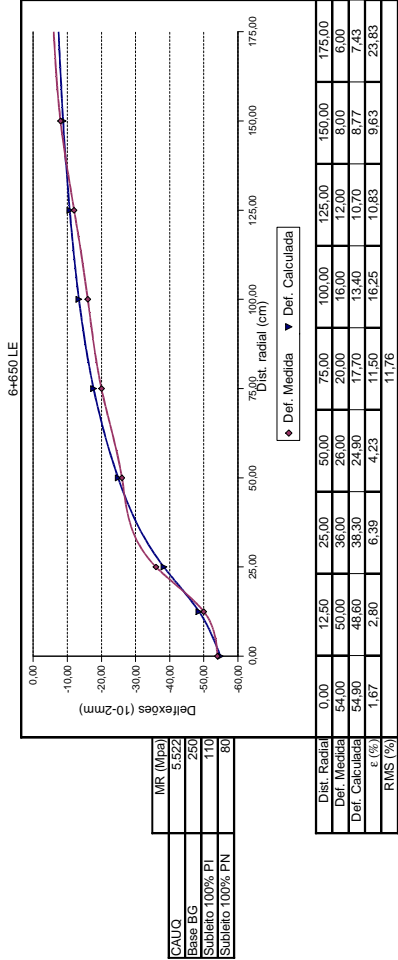
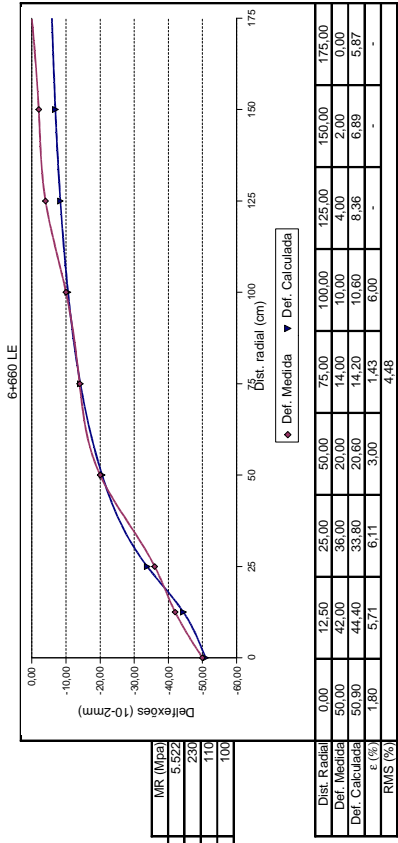
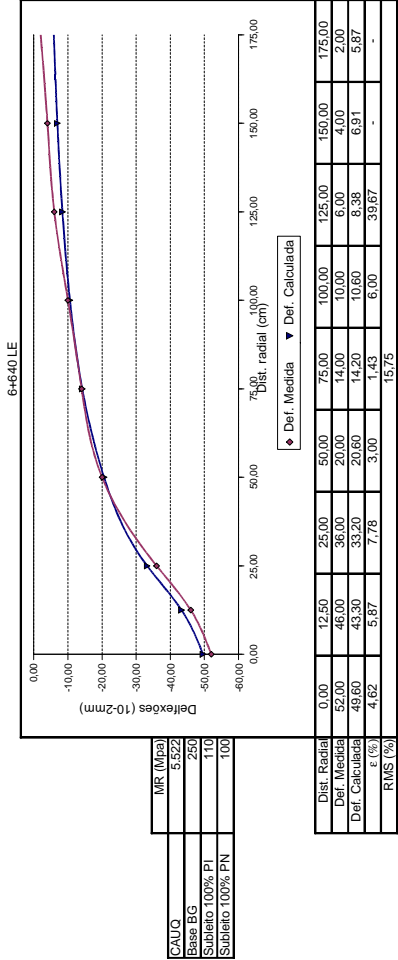




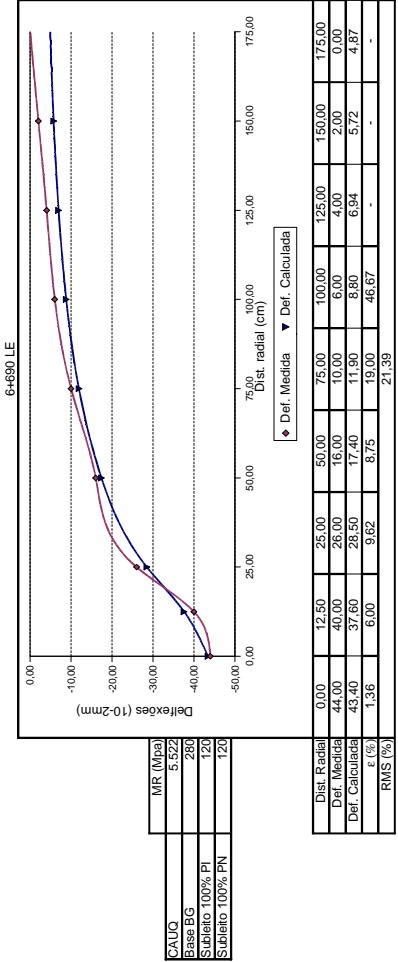
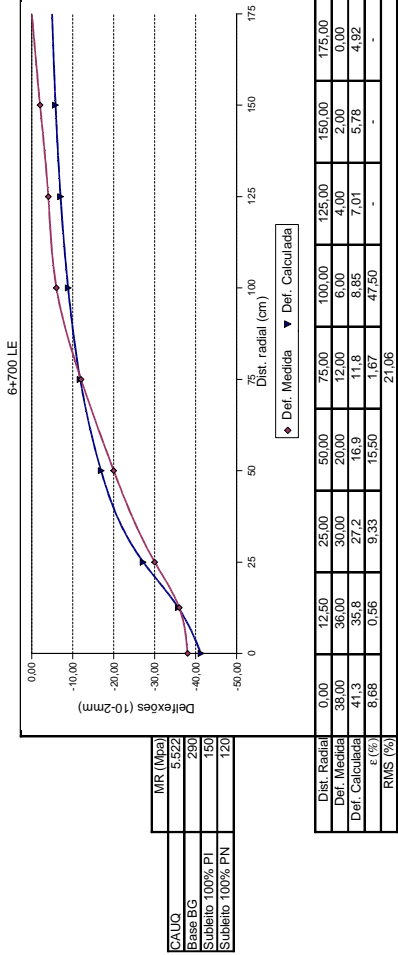
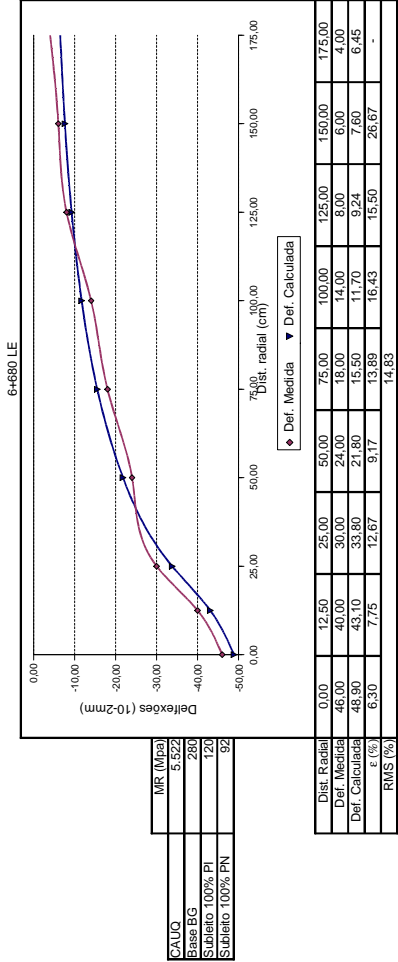
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

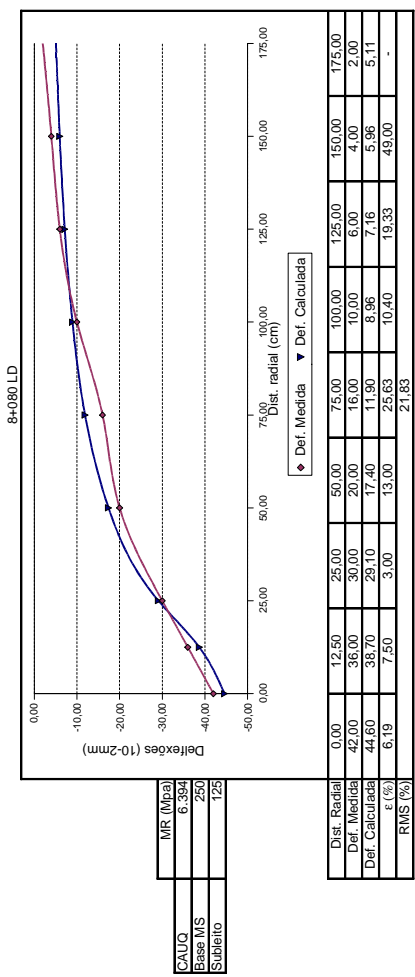
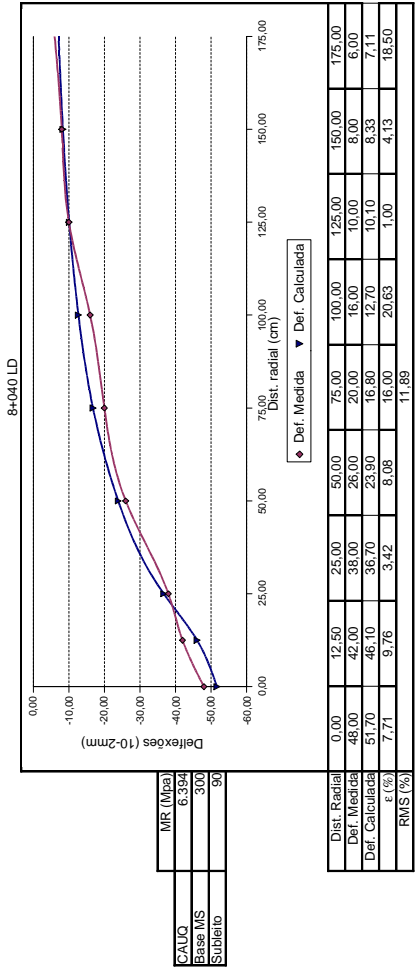
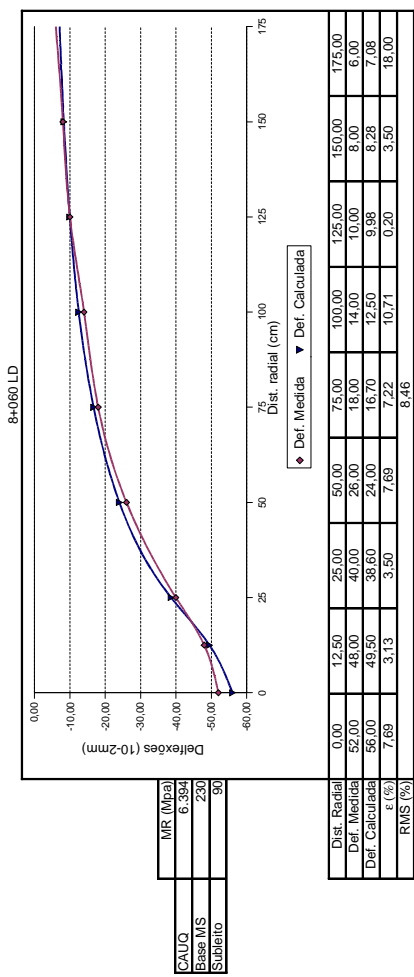
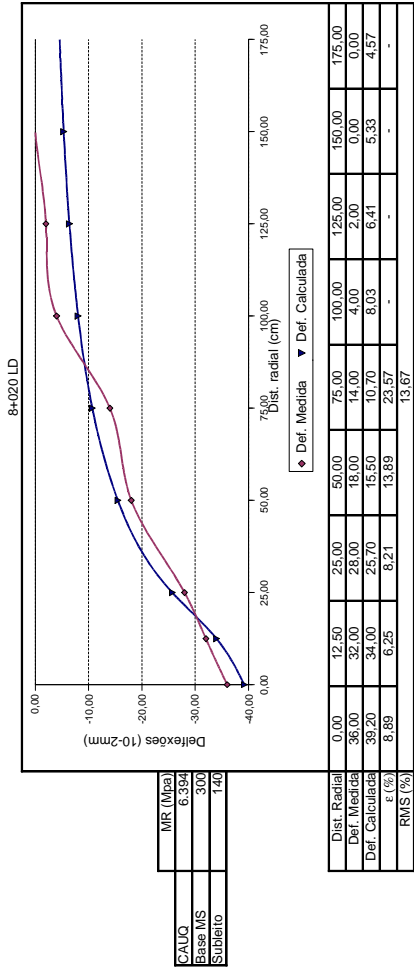


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

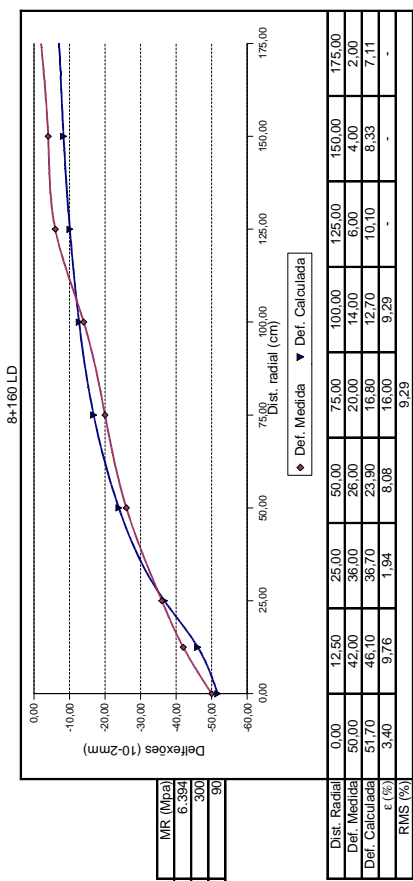
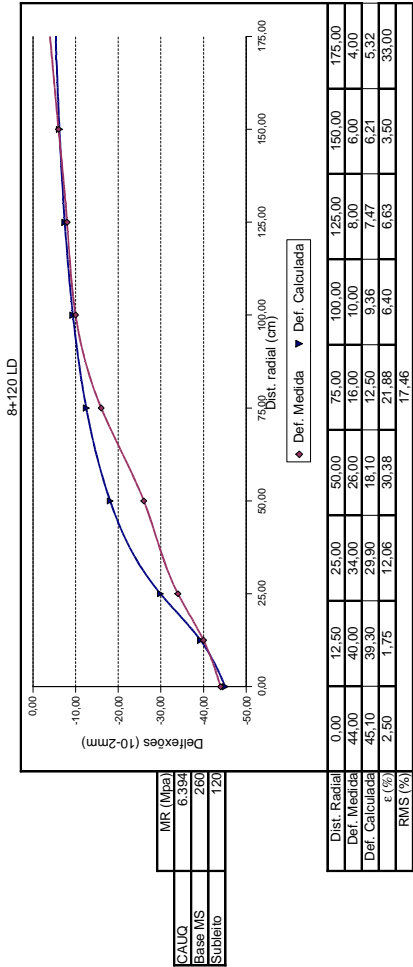
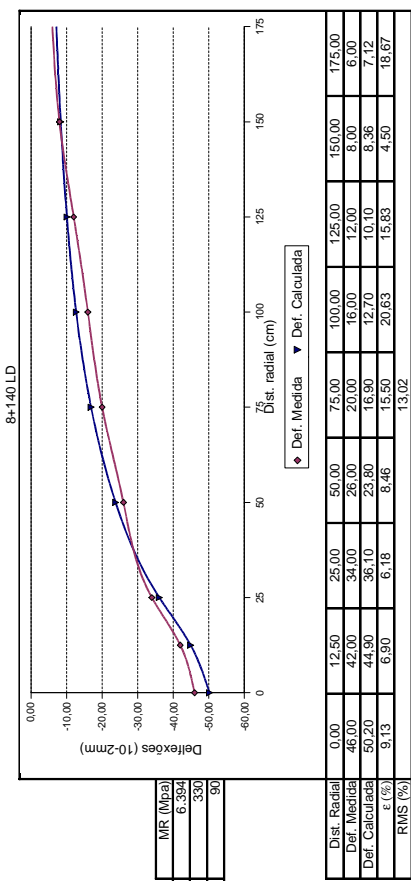
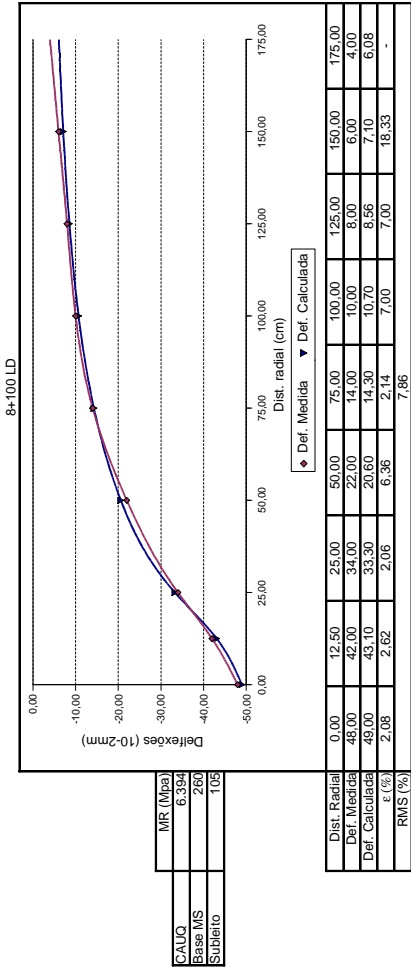


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

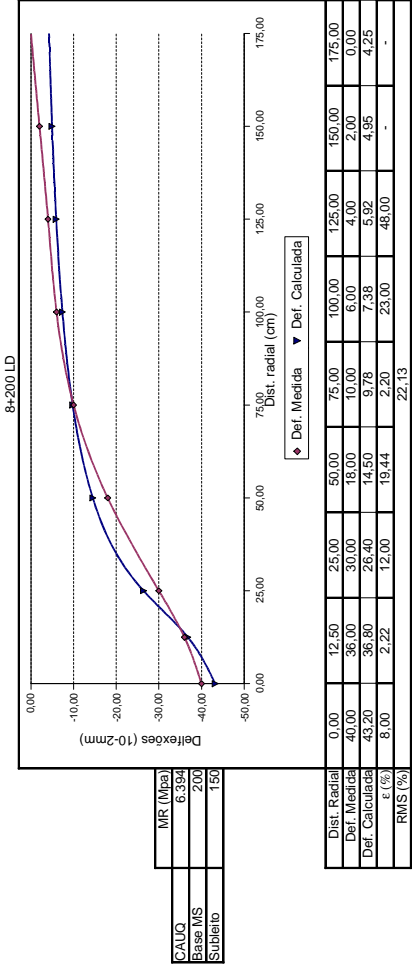
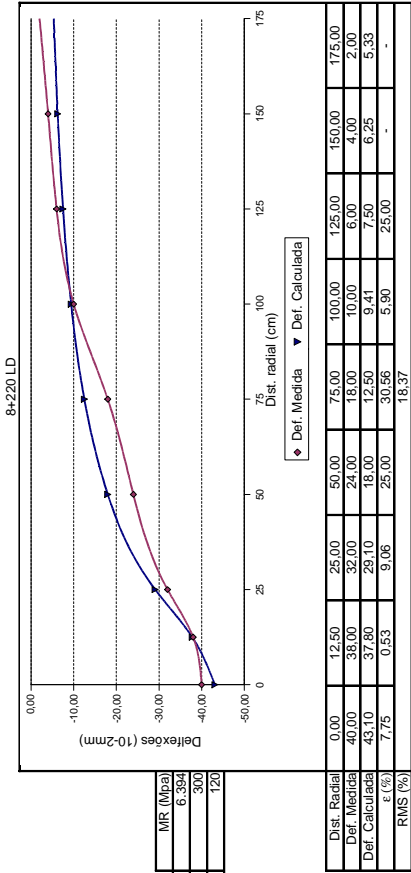
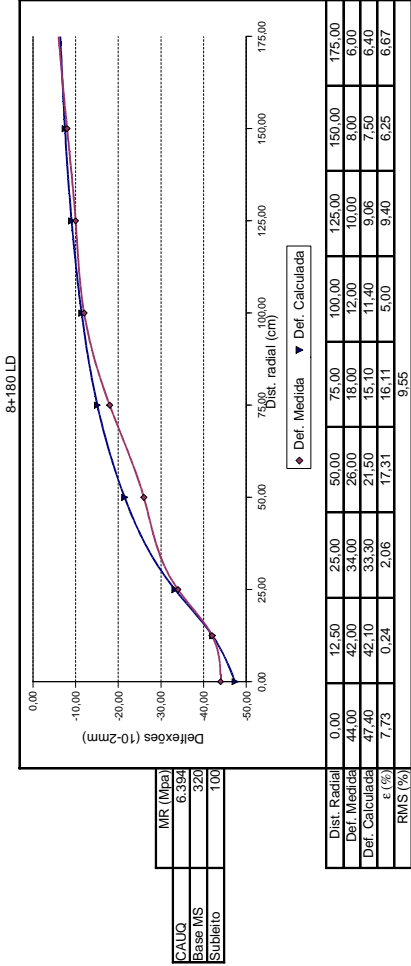
## **Retroanálise Pista 04**



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

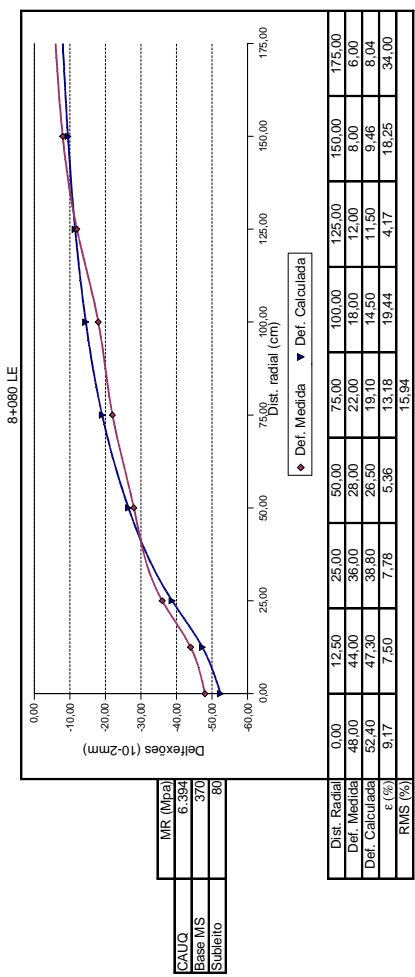
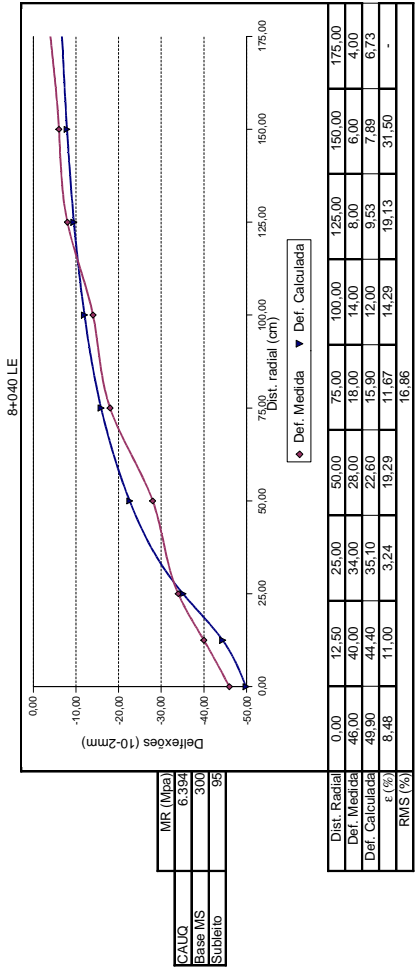
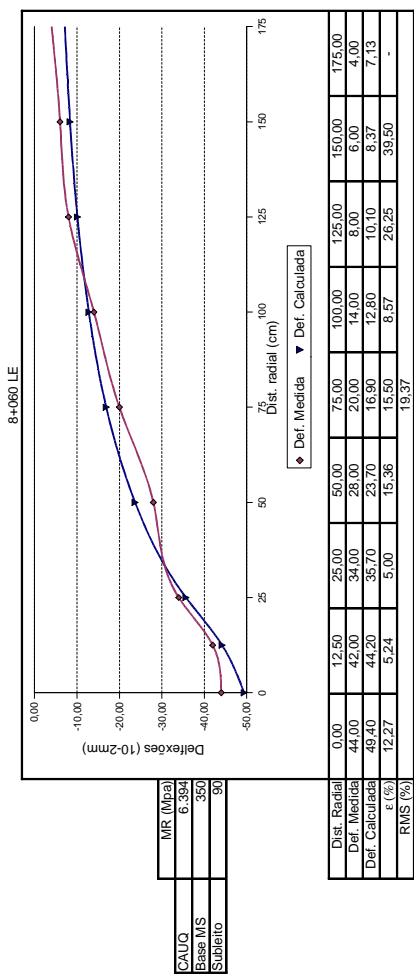
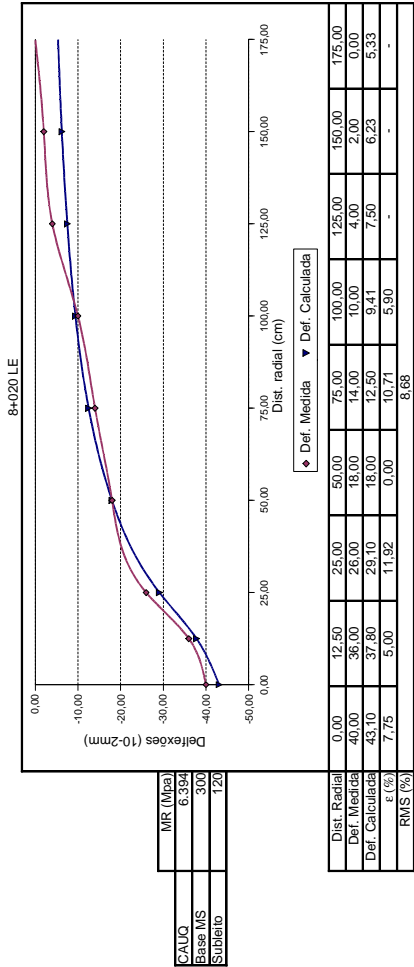


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

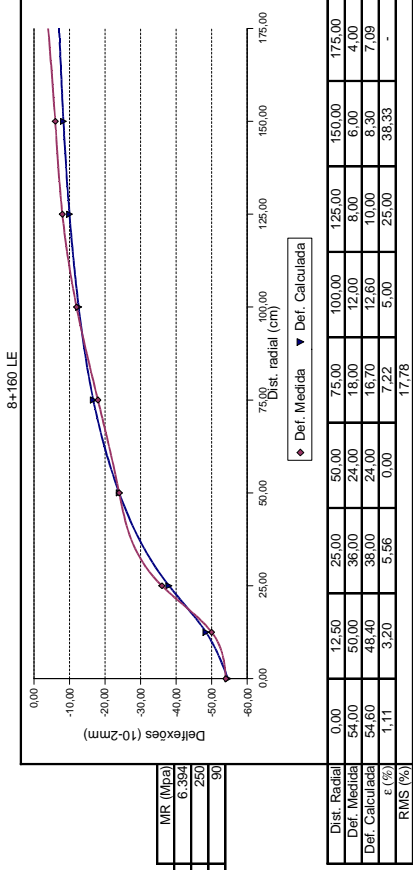
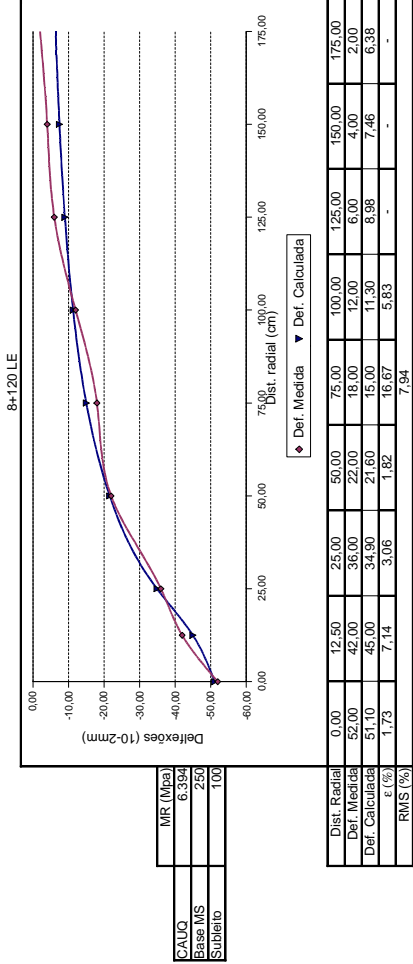
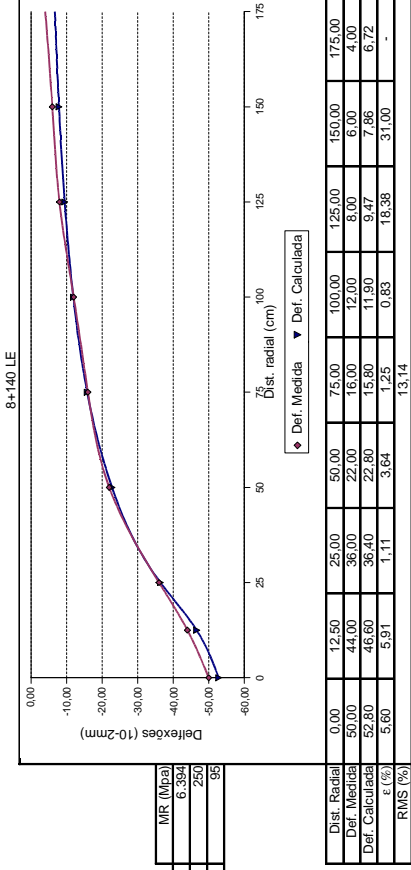
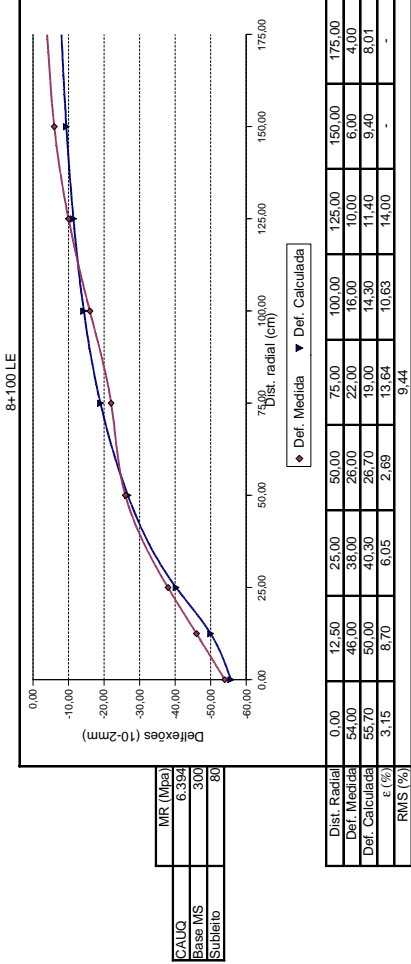


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

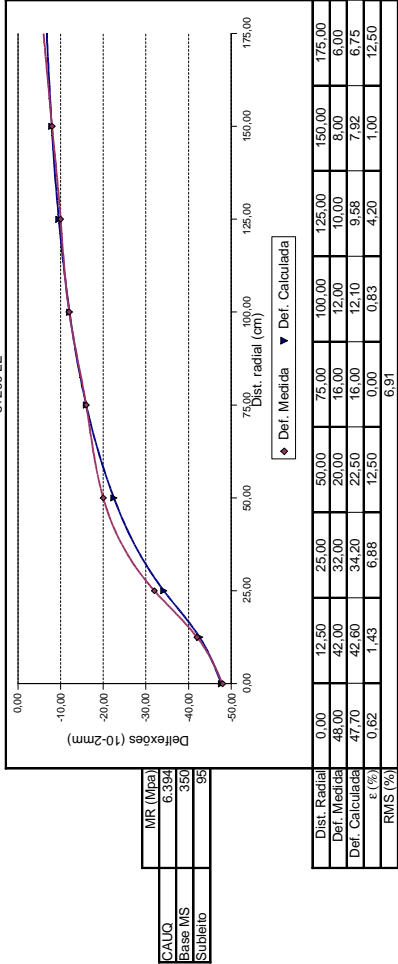
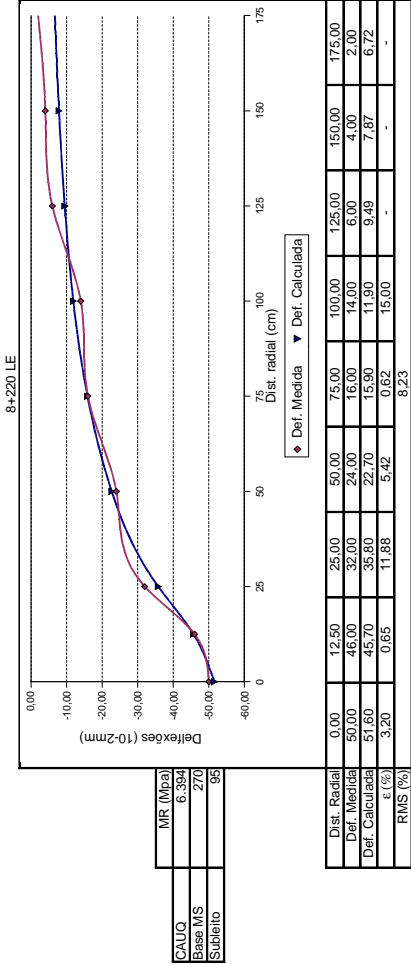
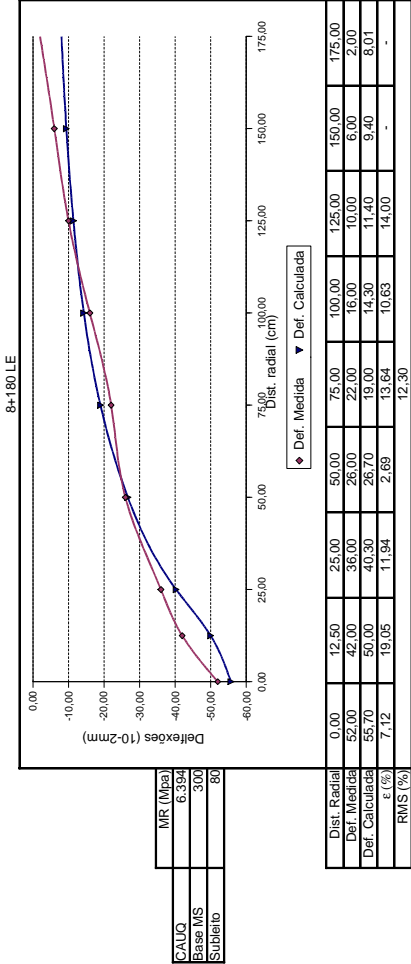




Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

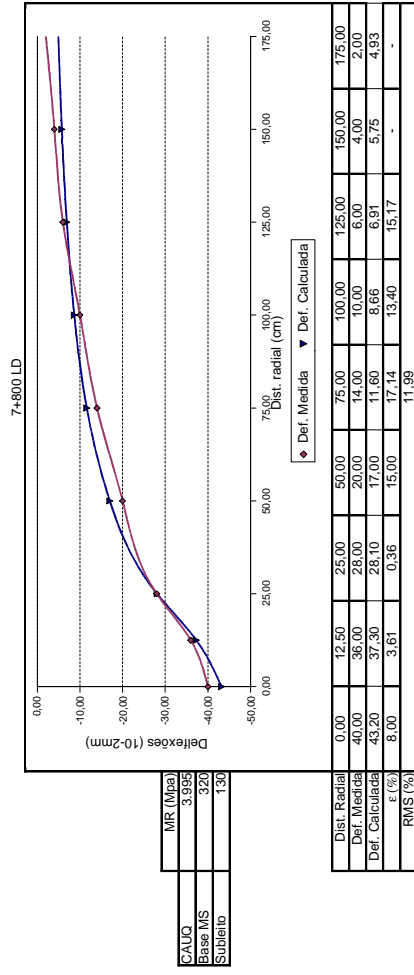
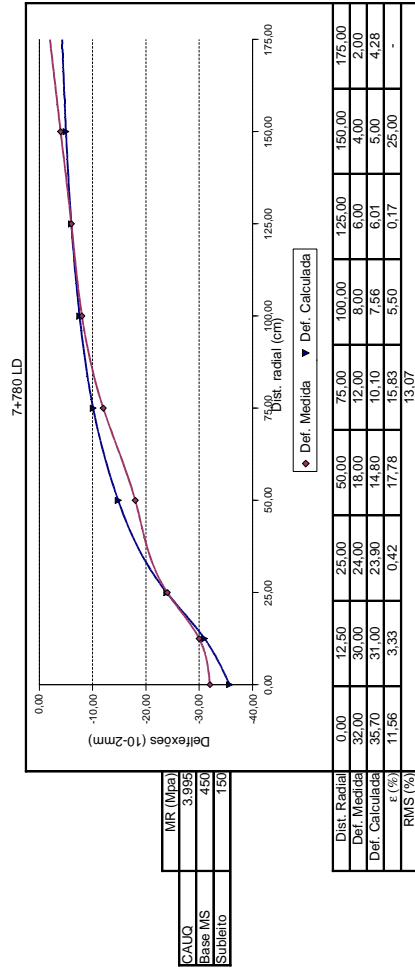


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

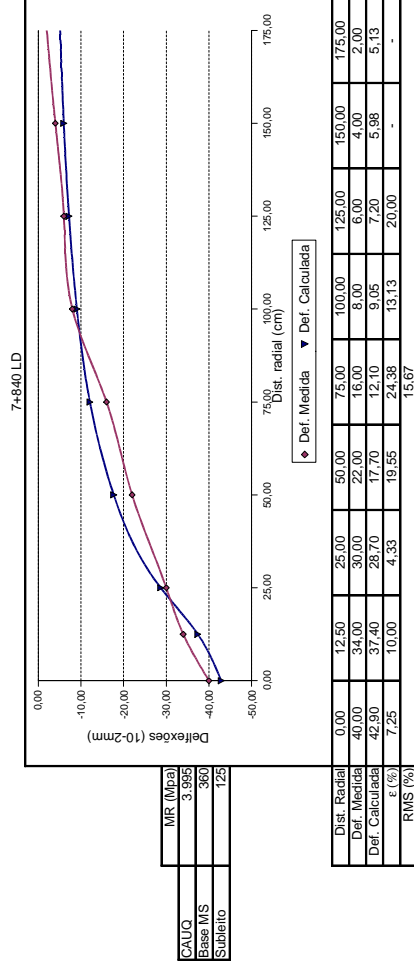
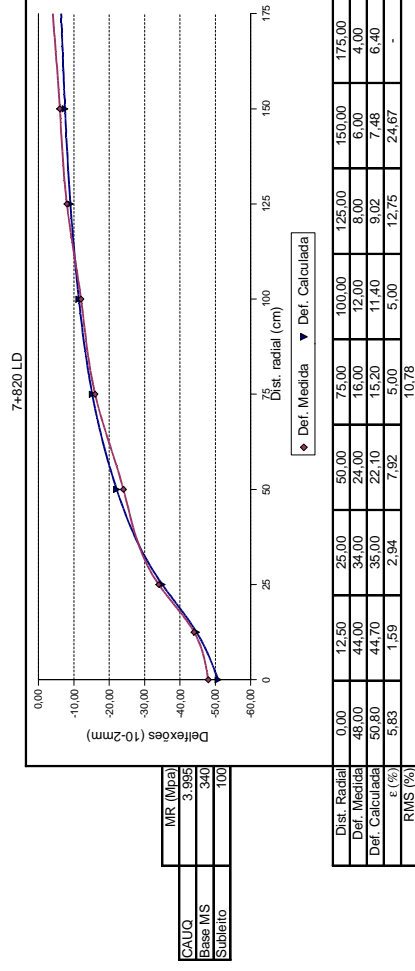


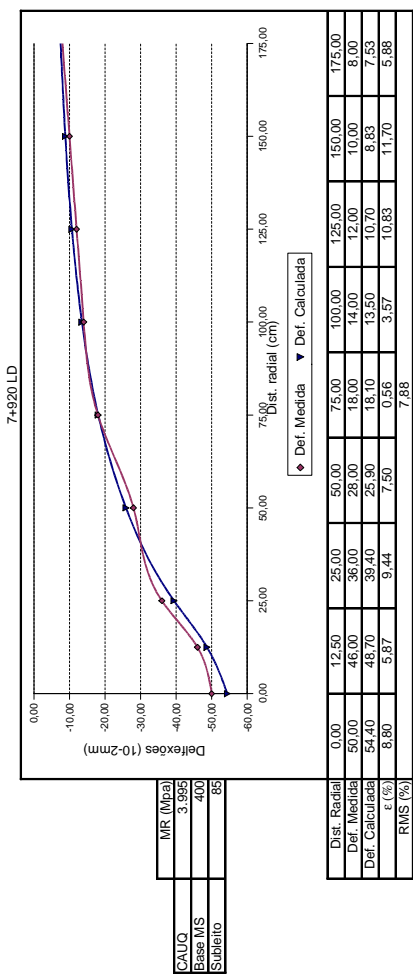
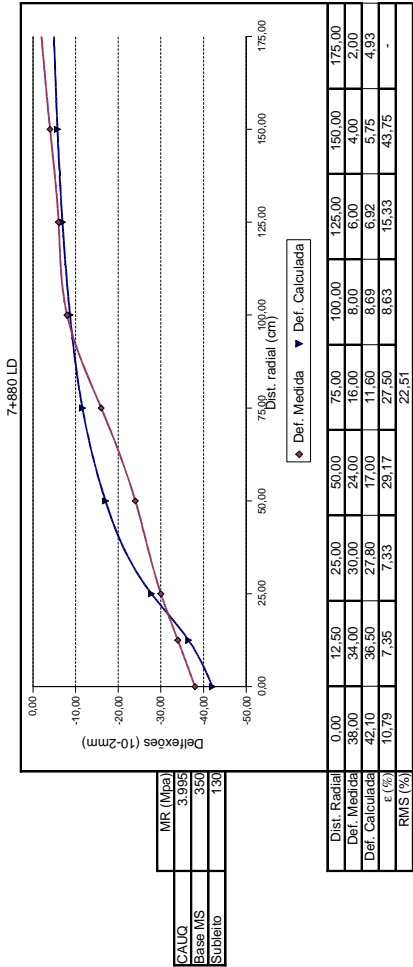
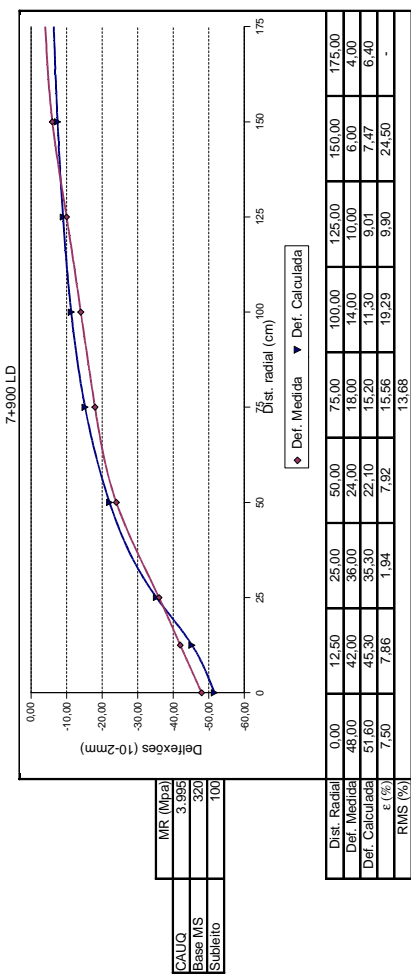
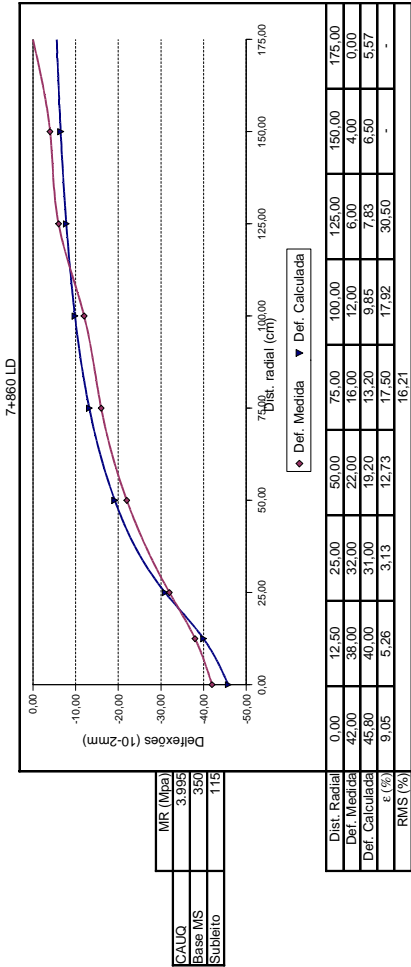
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

## **Retroanálise Pista 05**

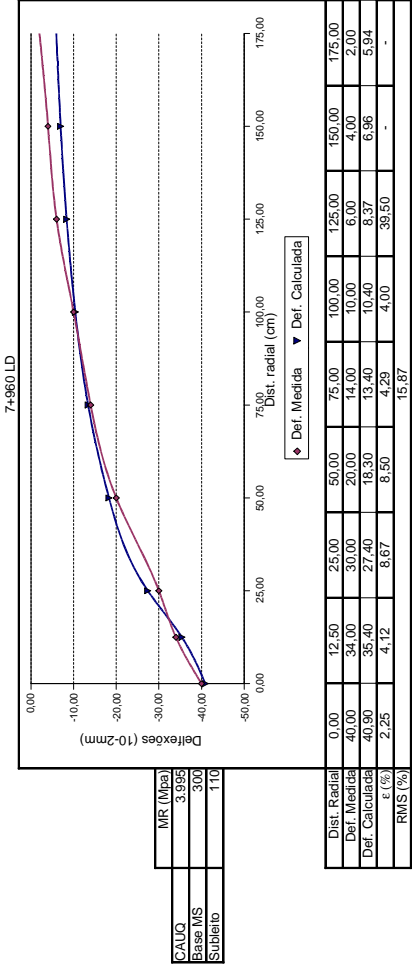
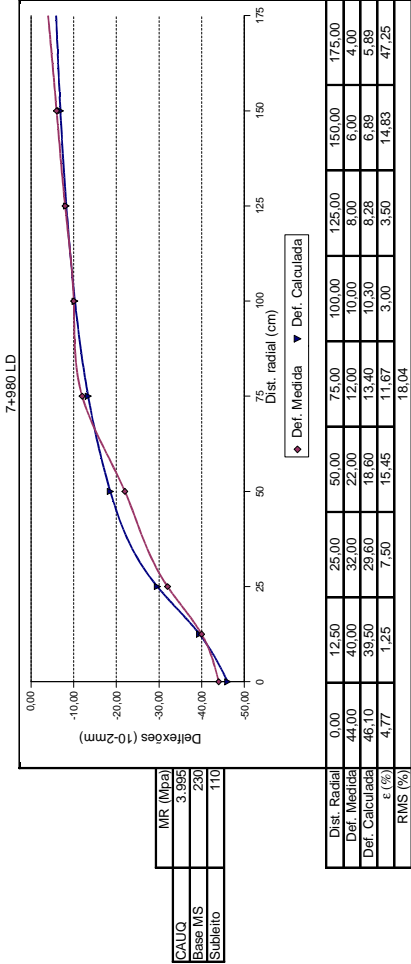
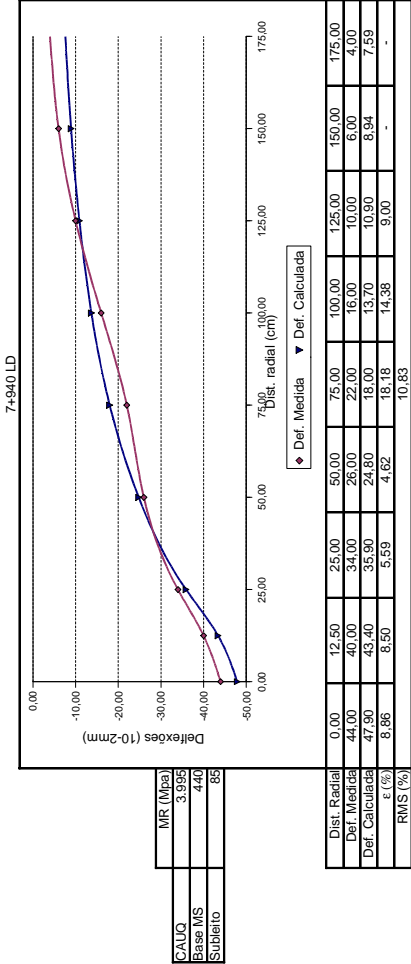


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

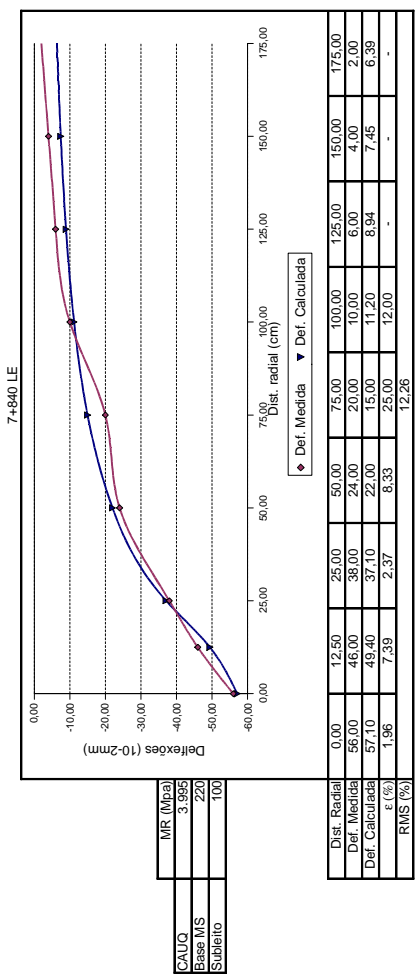
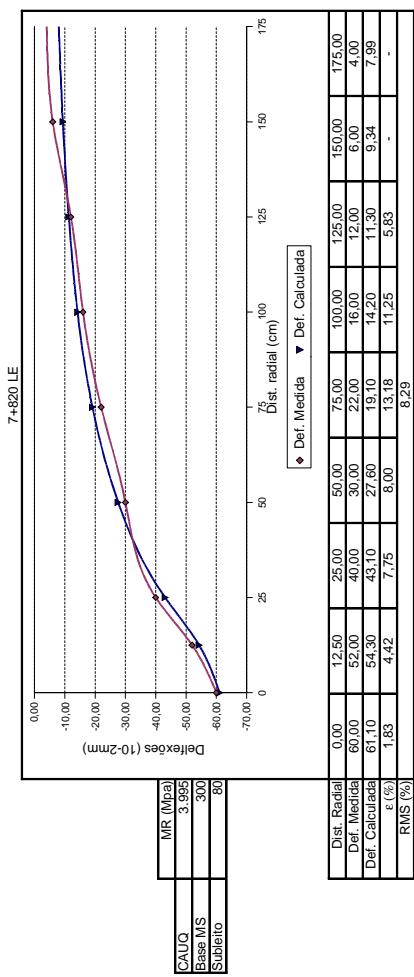
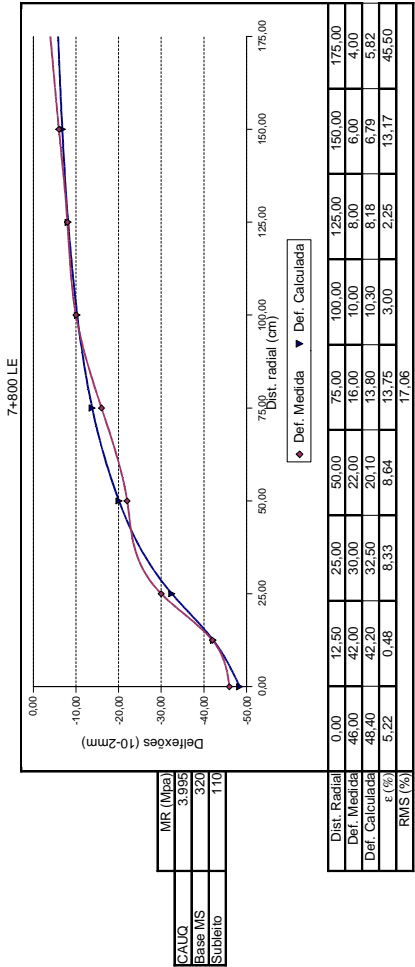
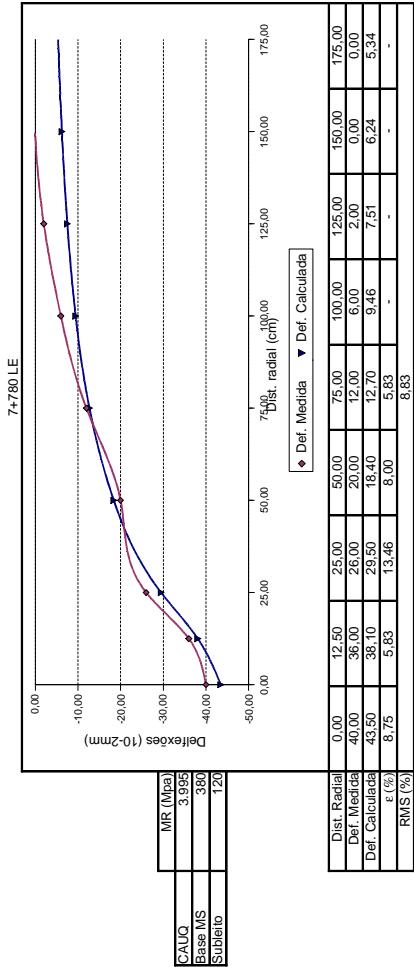




Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

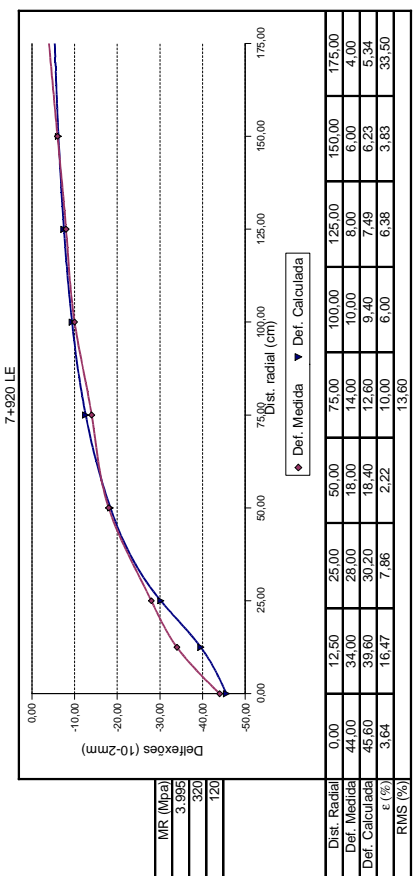
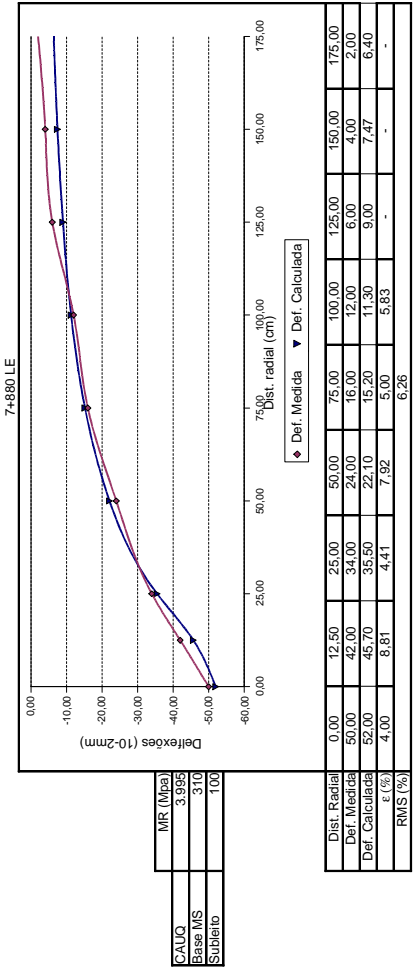
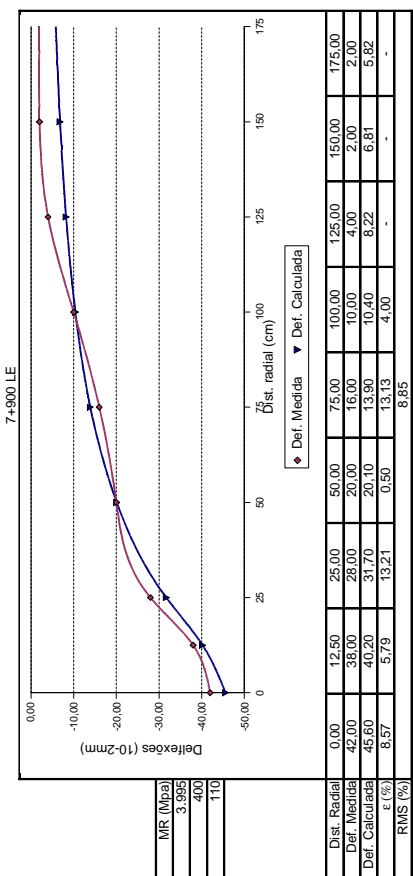
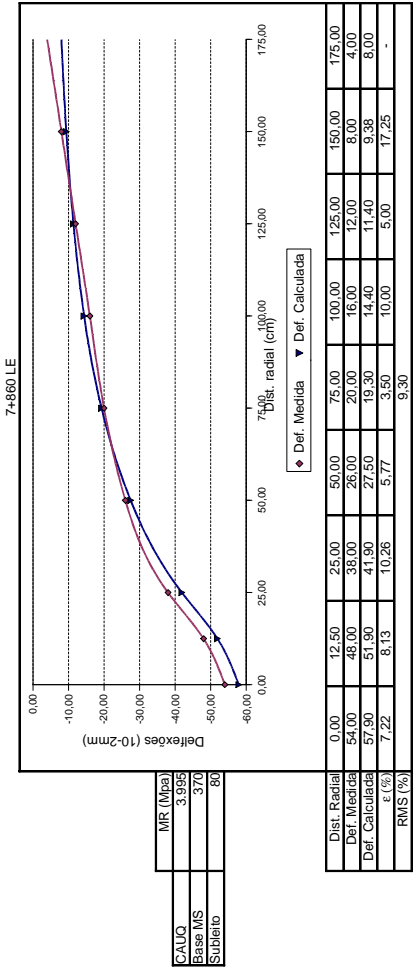


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

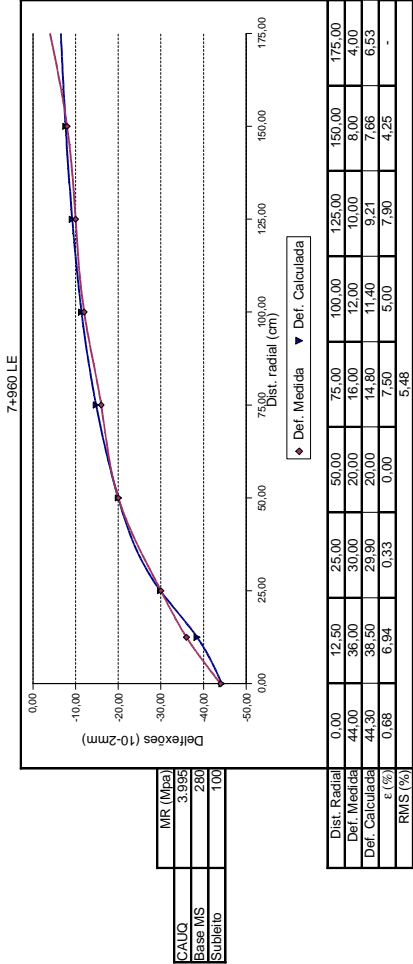
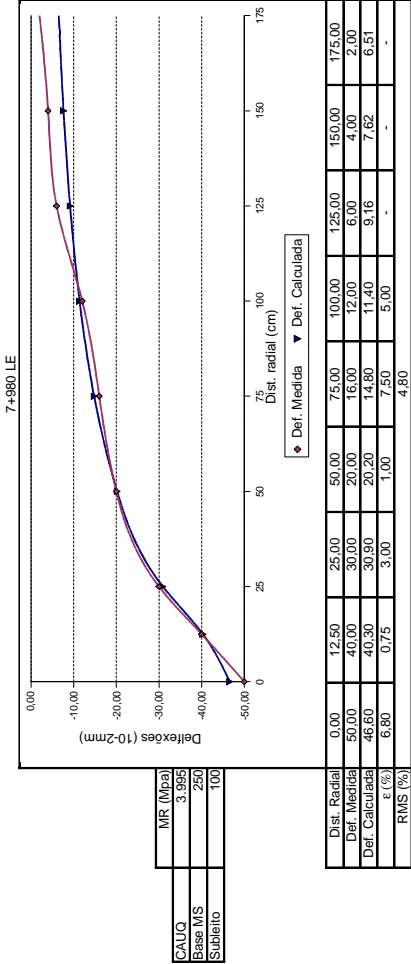
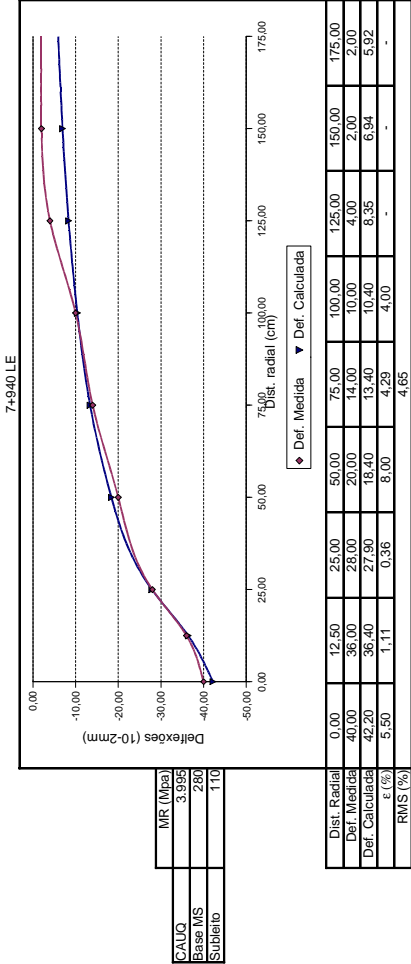


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



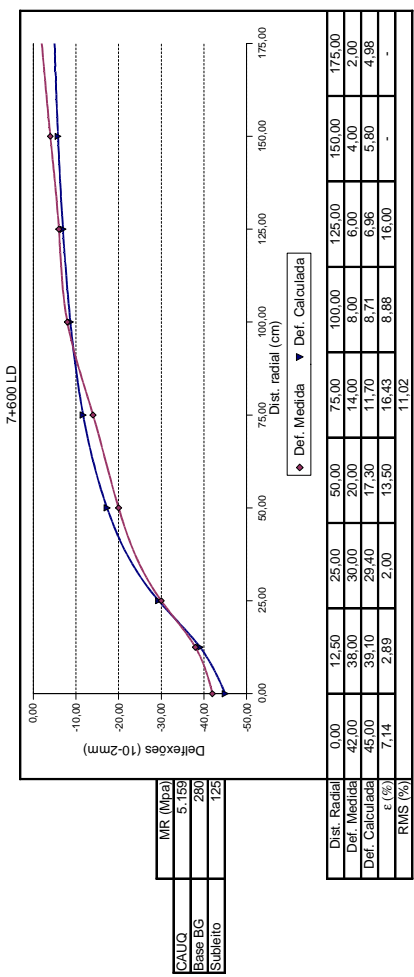
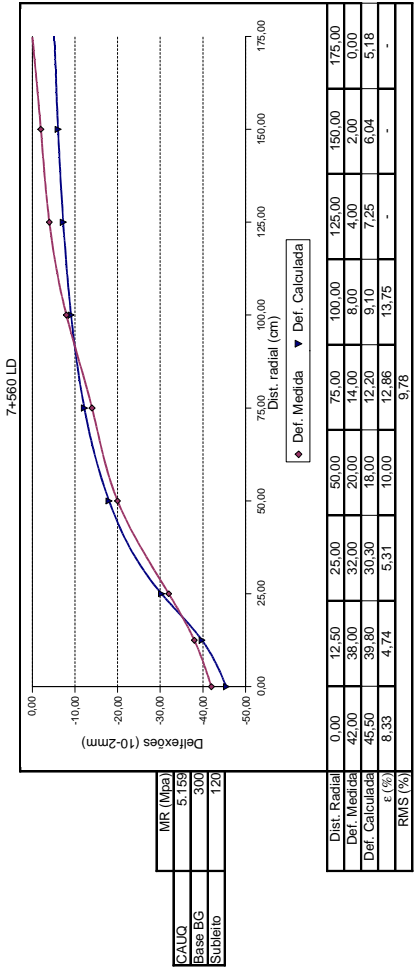
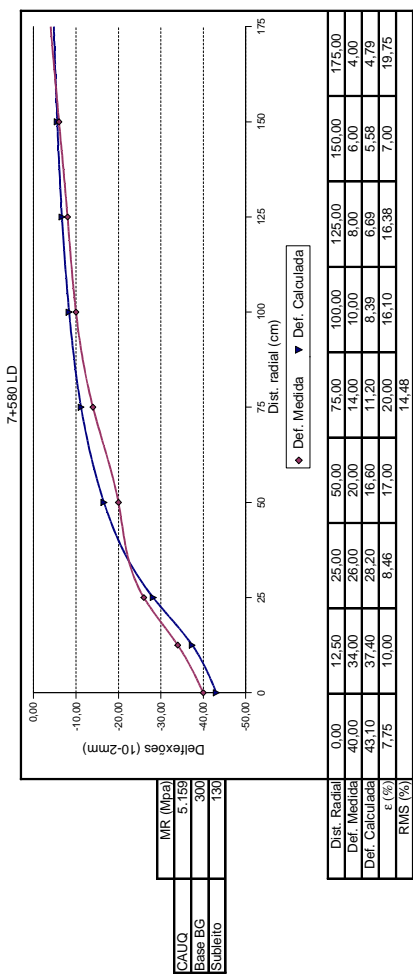
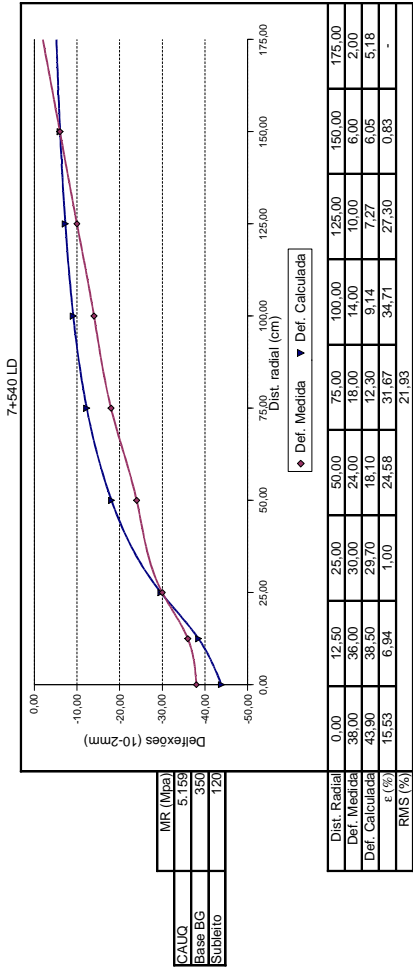


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

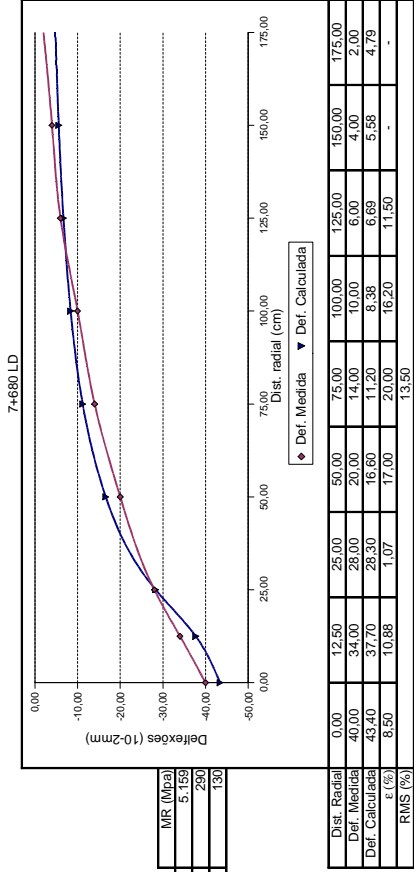
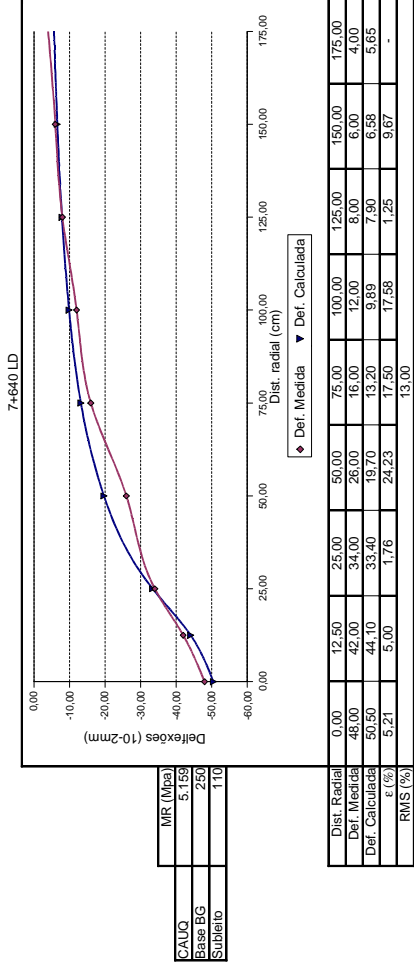
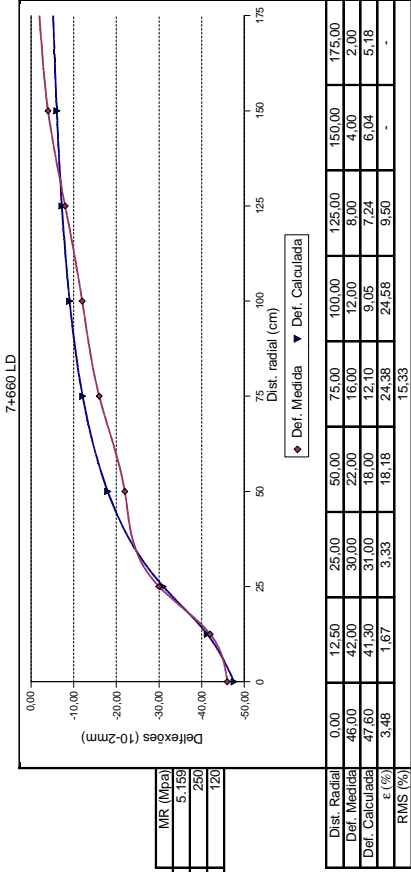
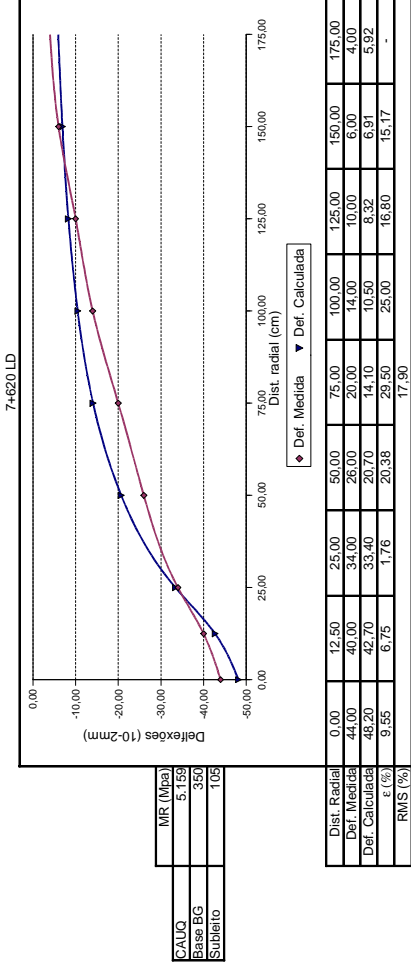


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

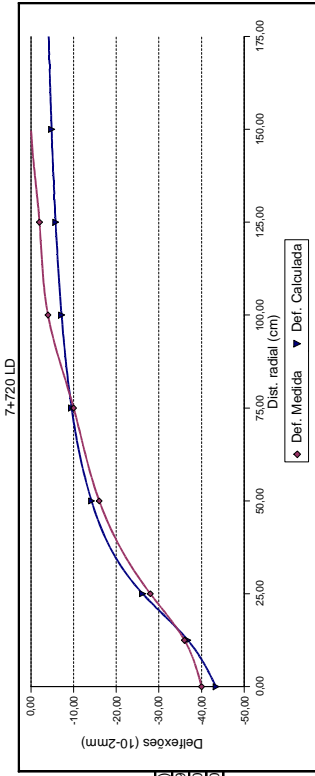
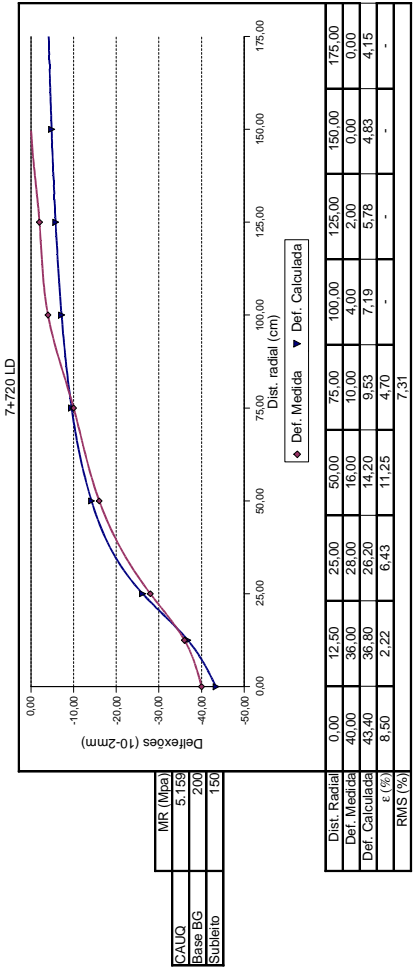
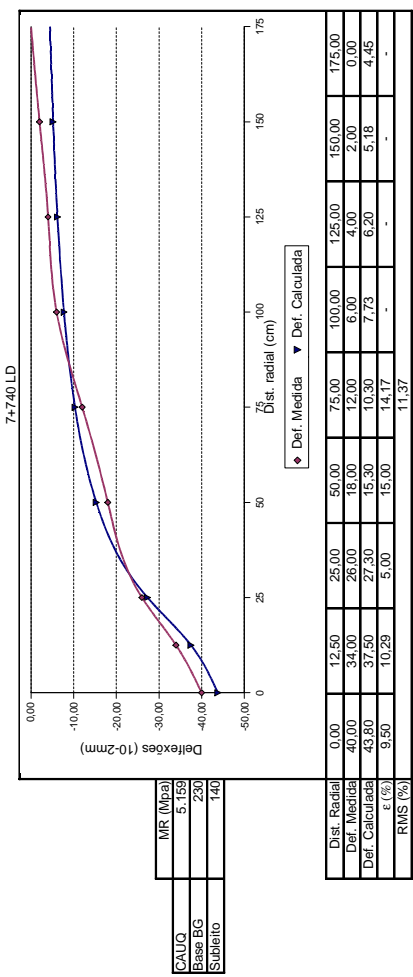
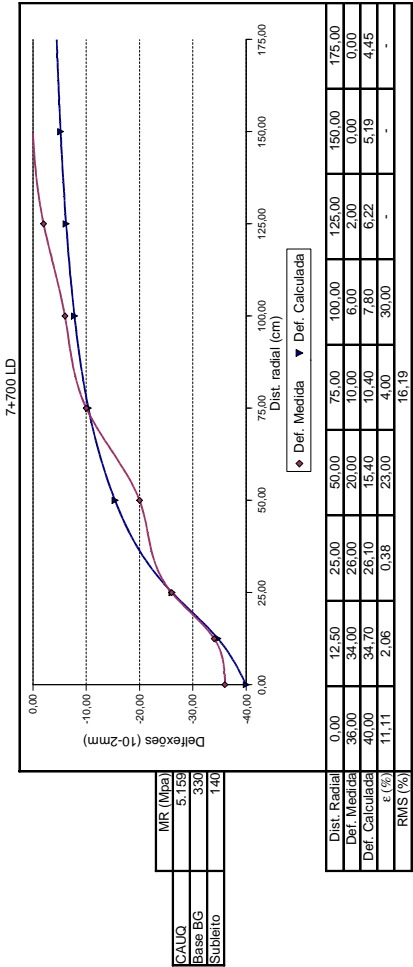
## **Retroanálise Pista 06**



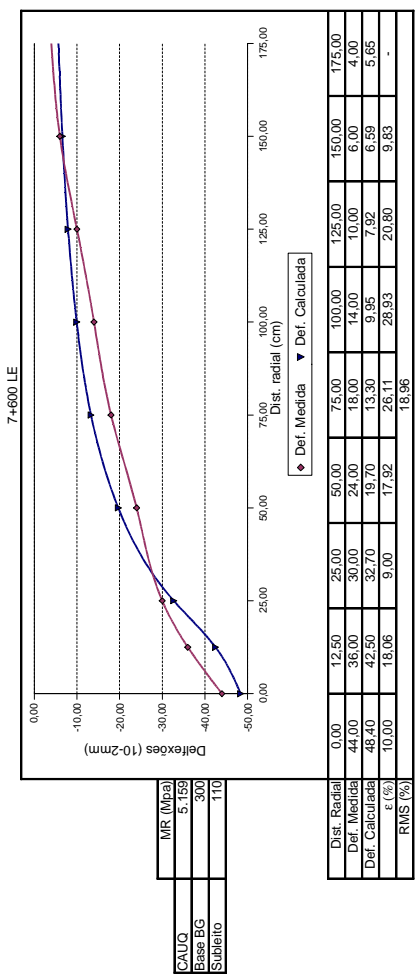
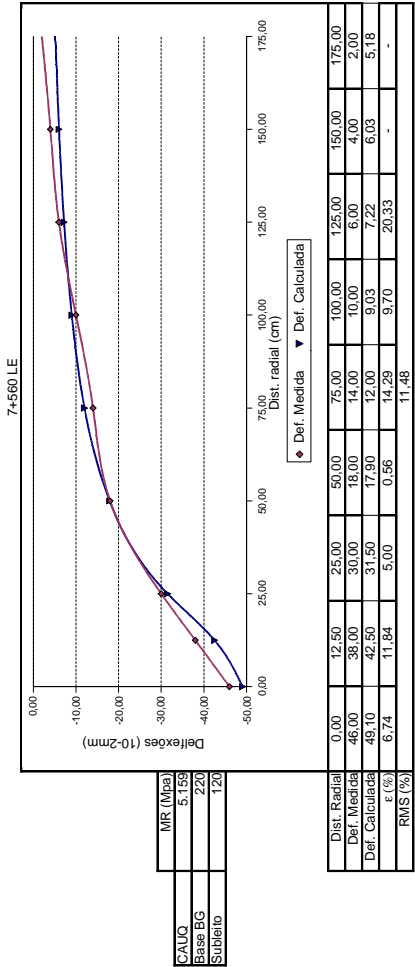
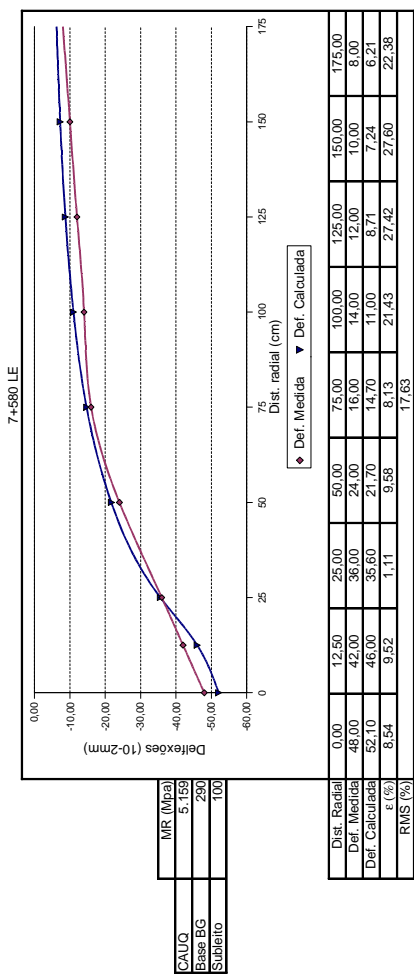
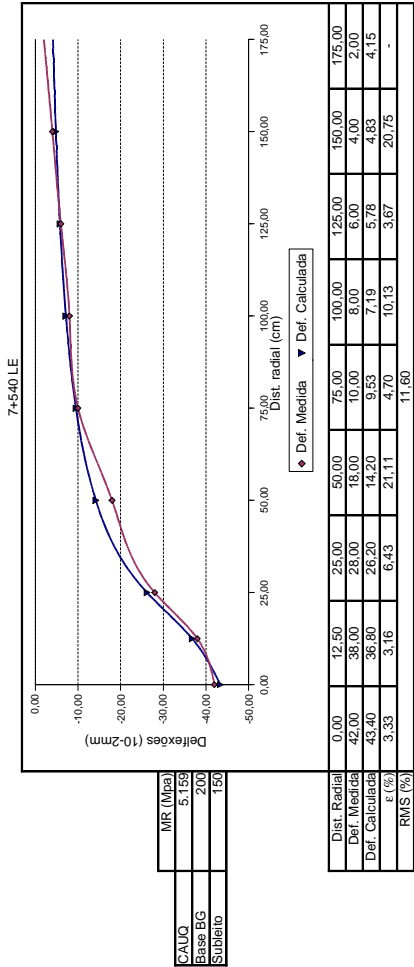
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



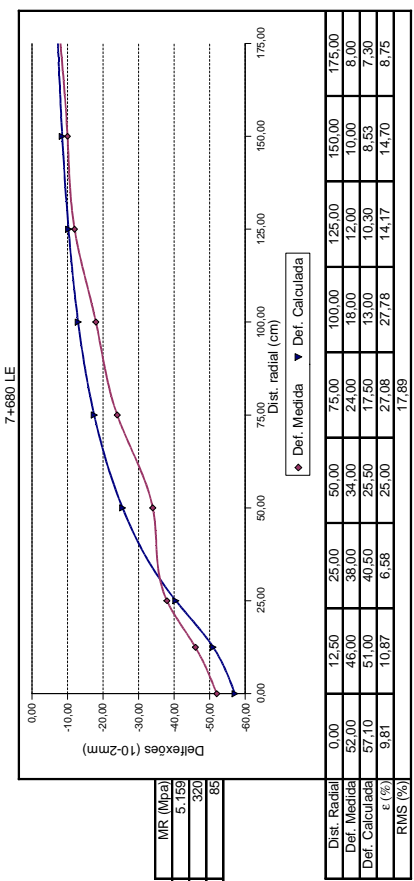
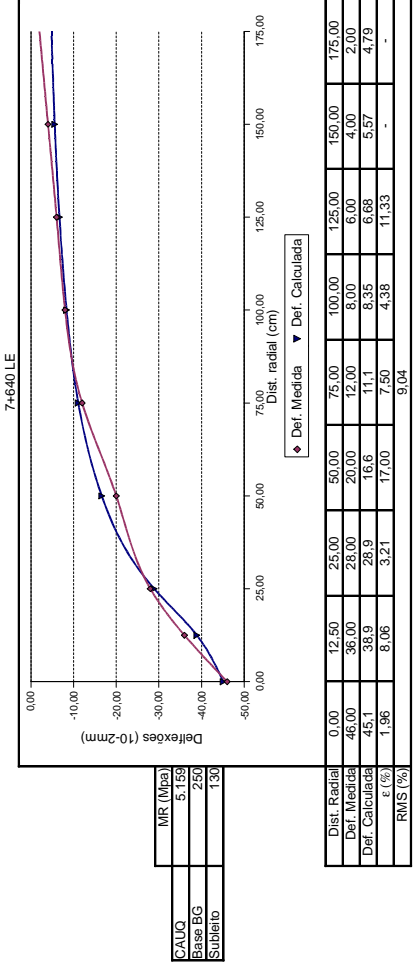
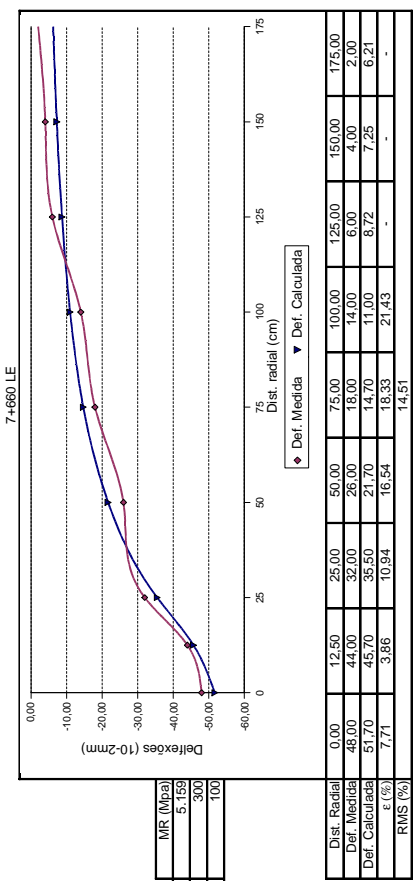
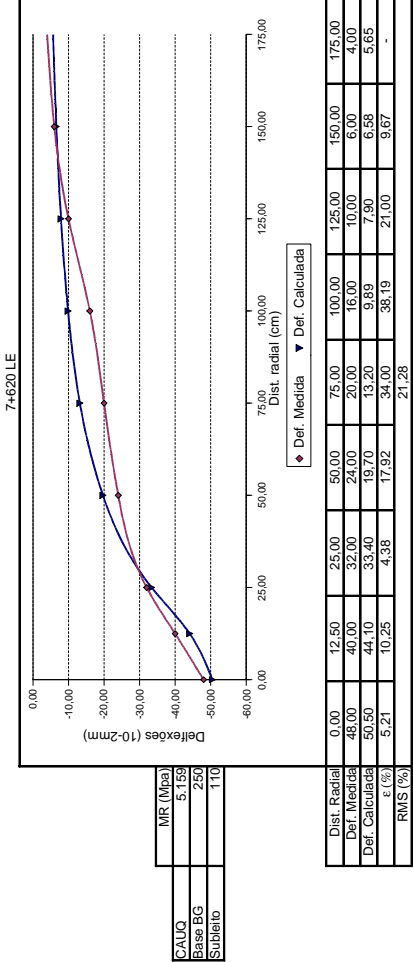
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

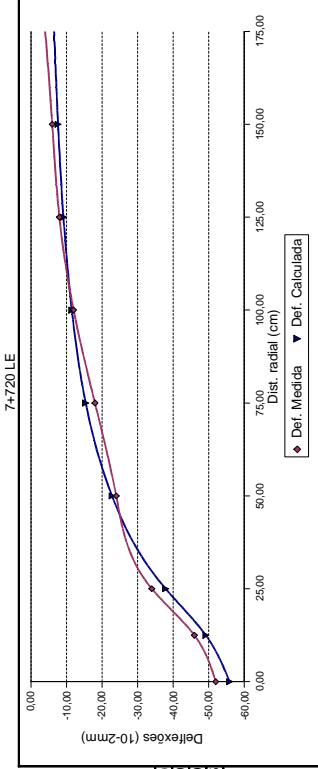
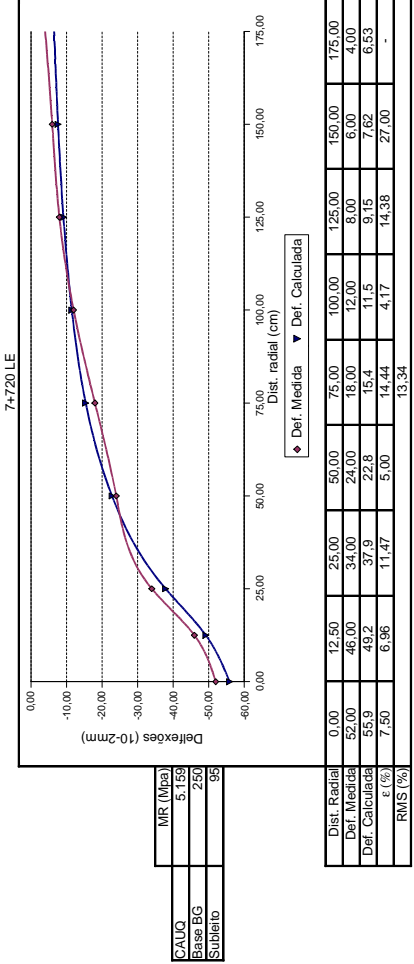
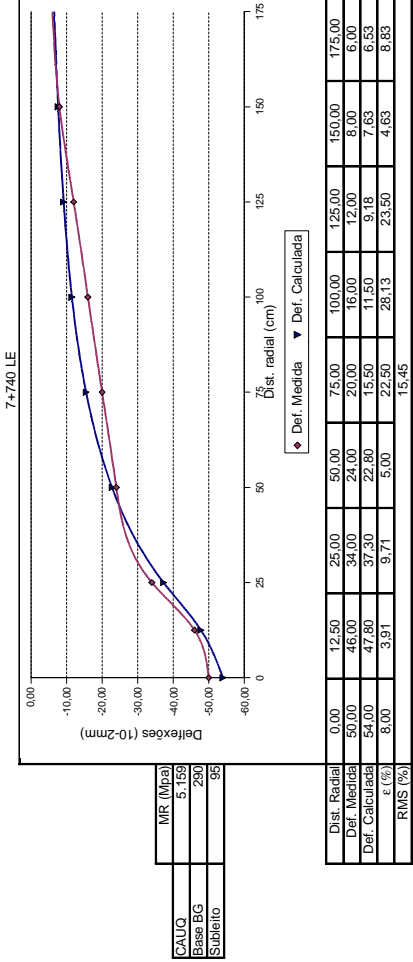
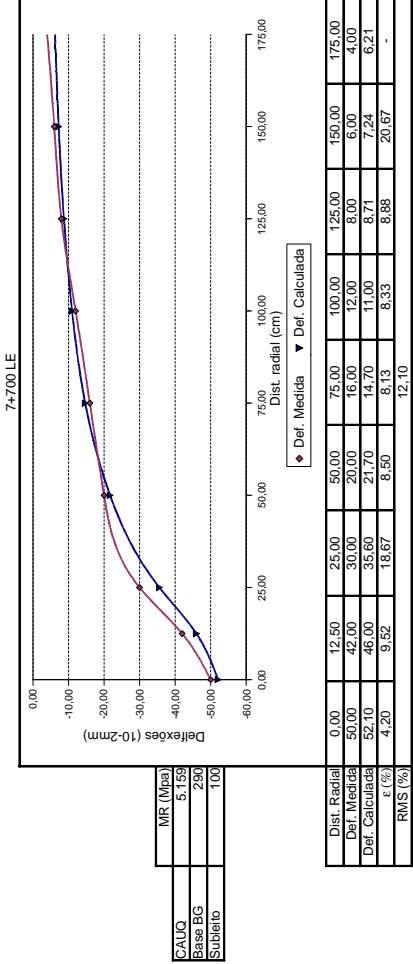


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



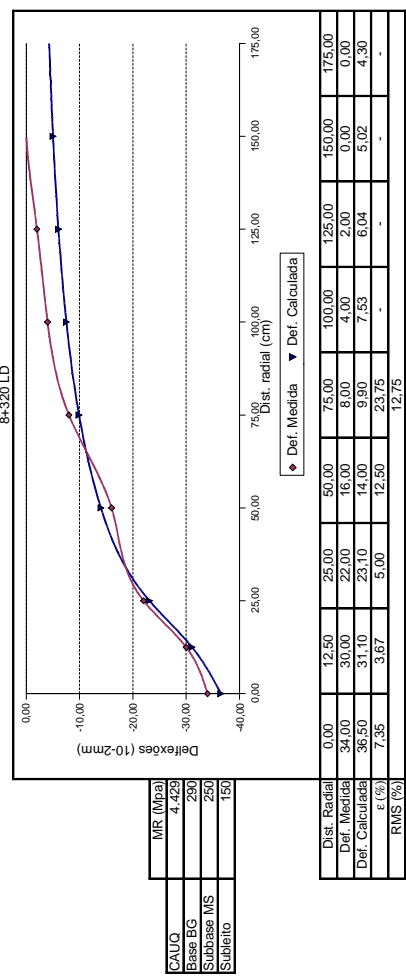
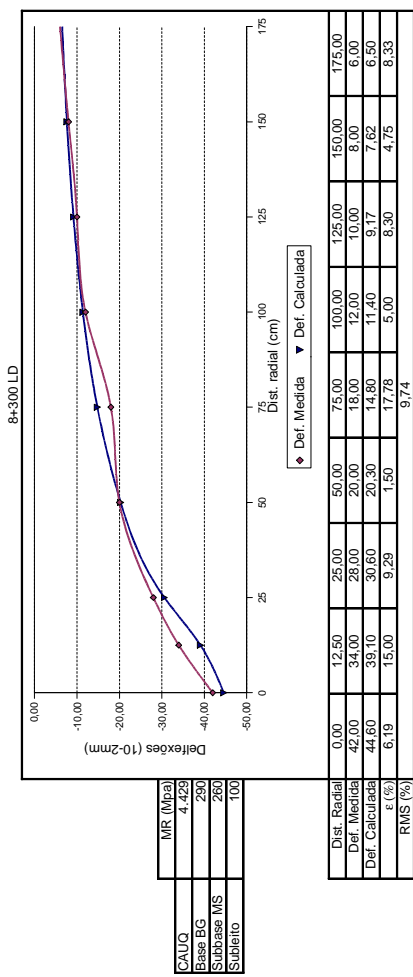
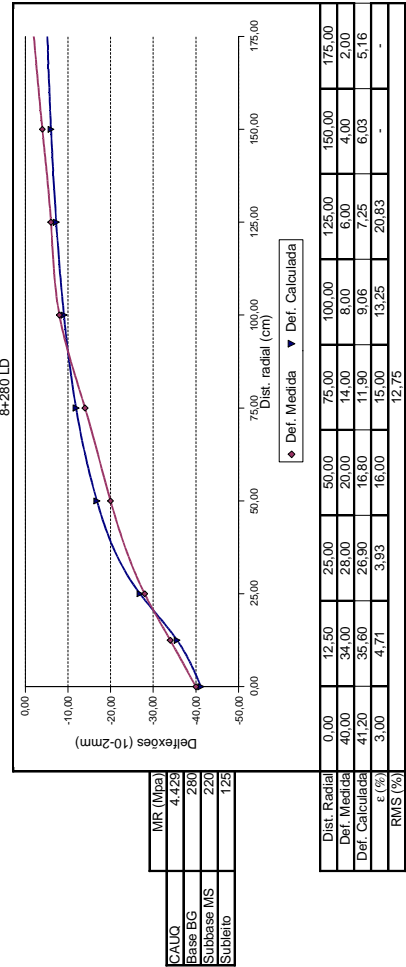
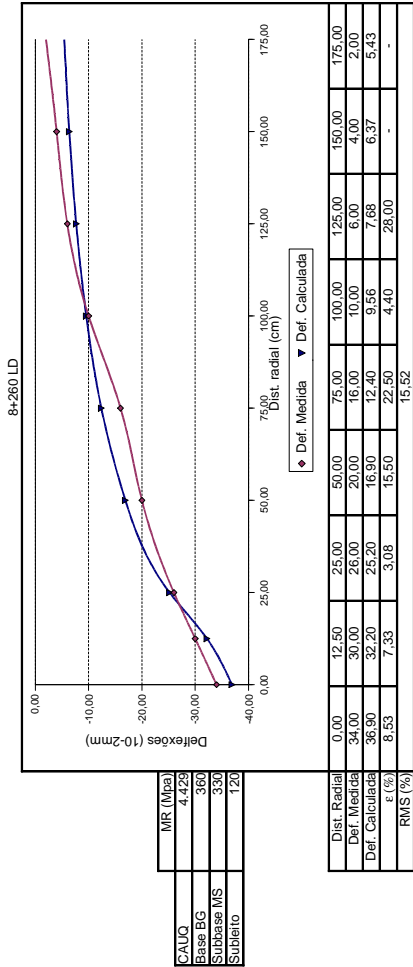
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



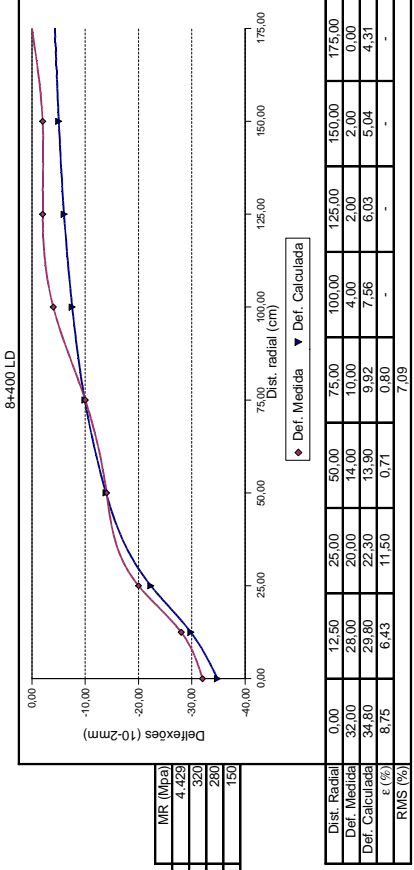
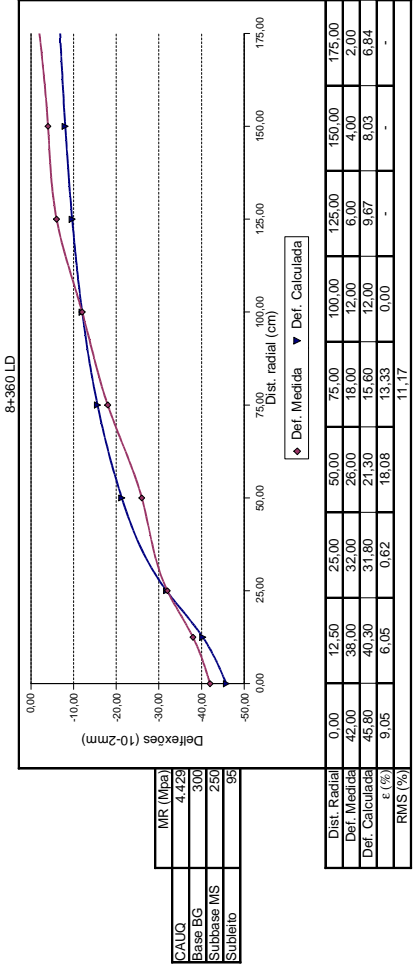
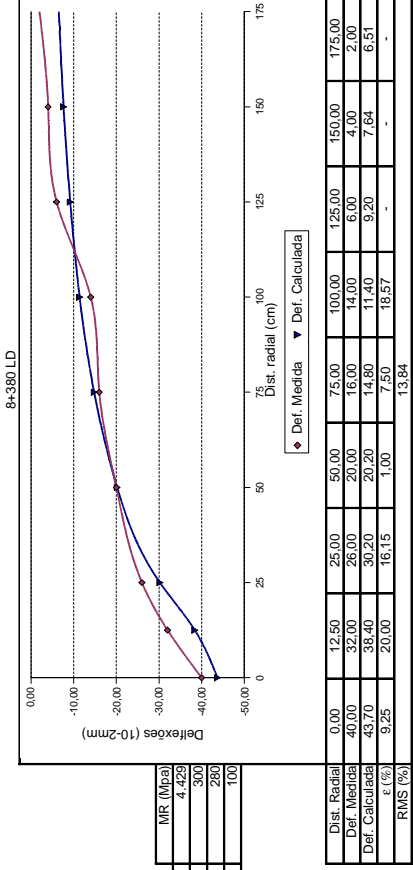
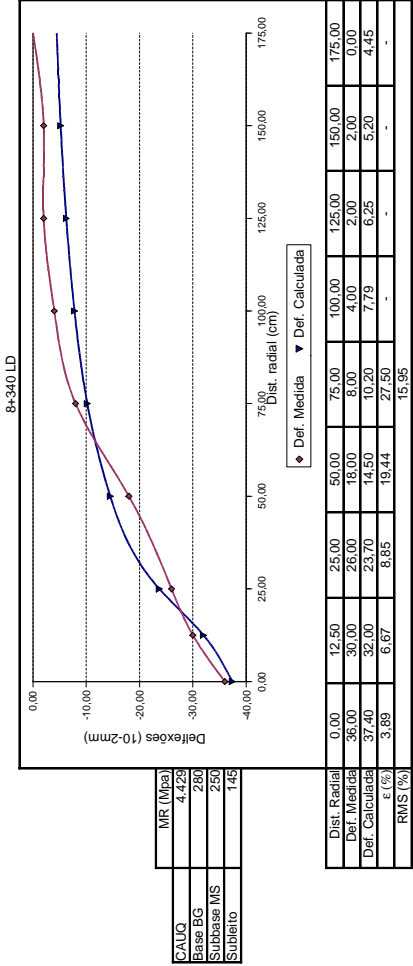


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

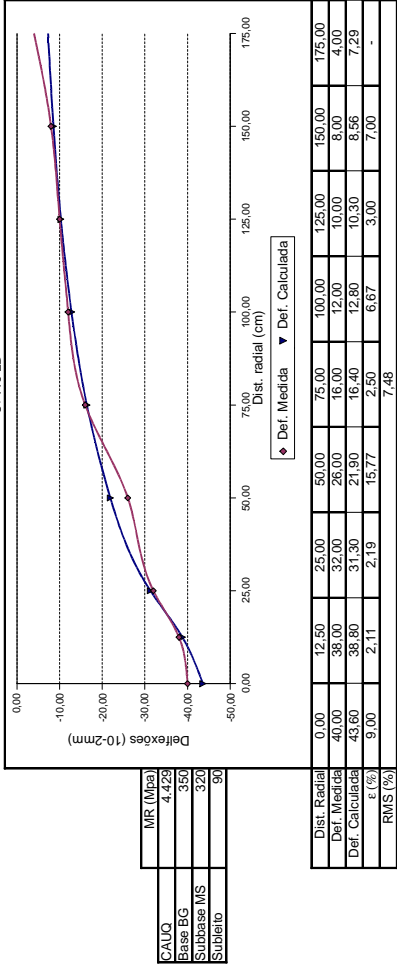
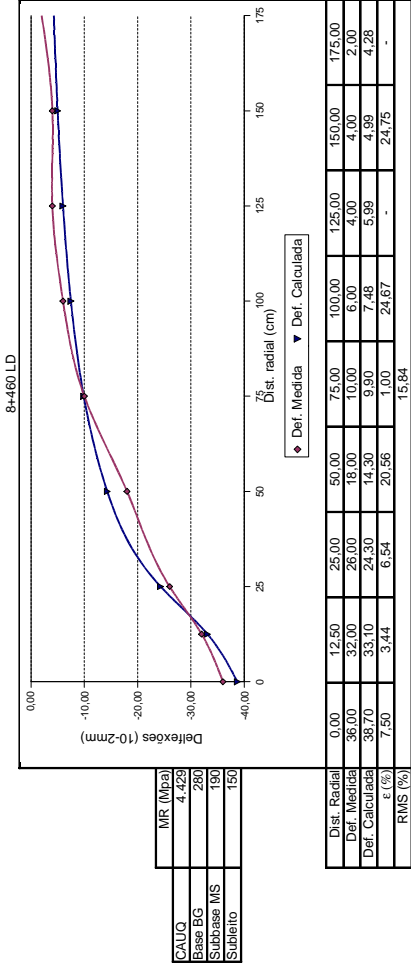
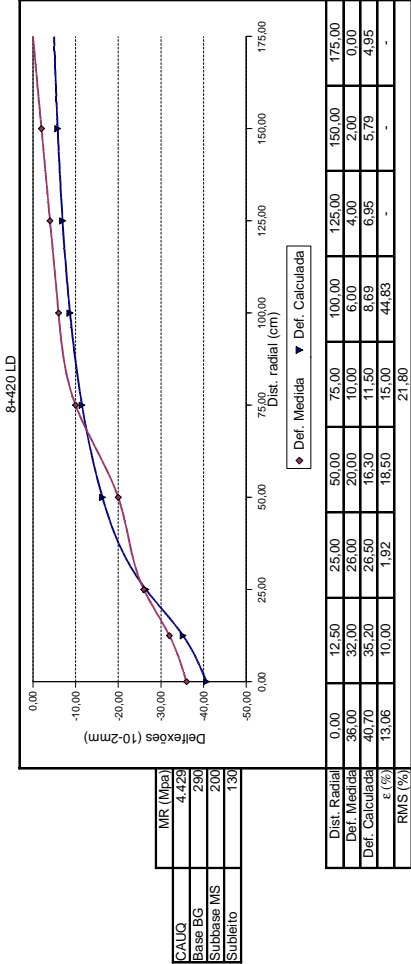
## **Retroanálise Pista 07**



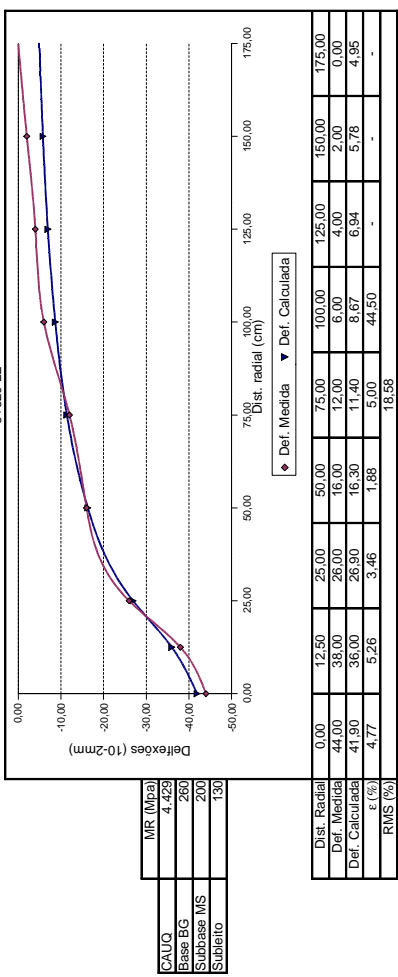
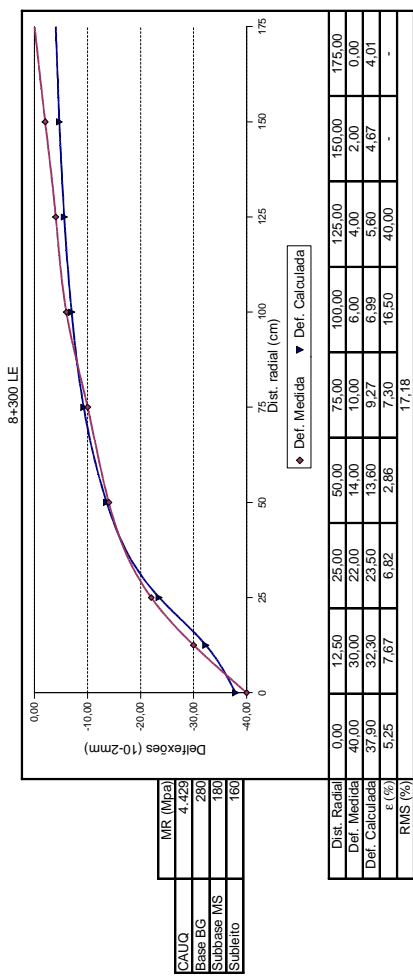
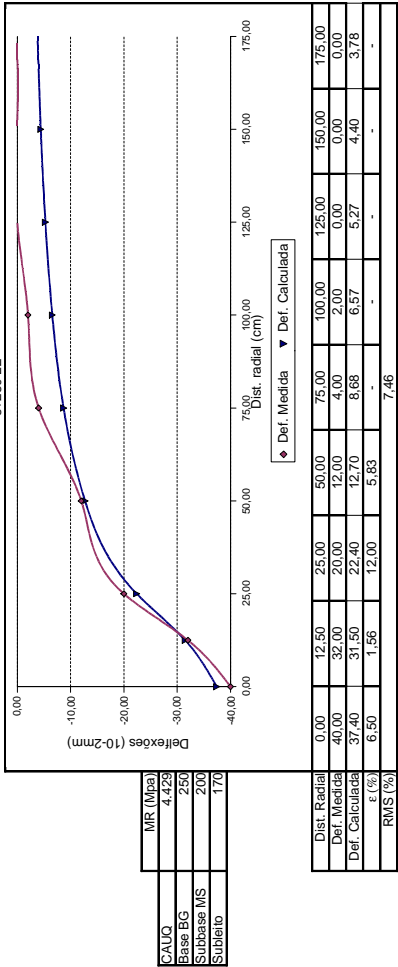
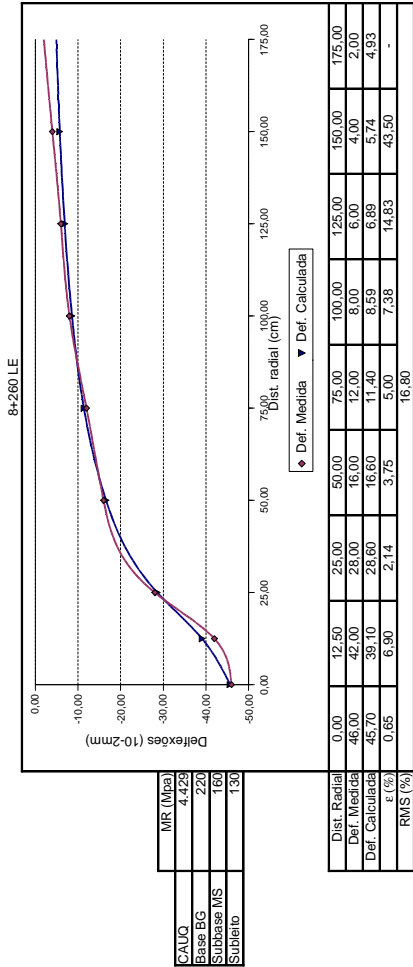
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



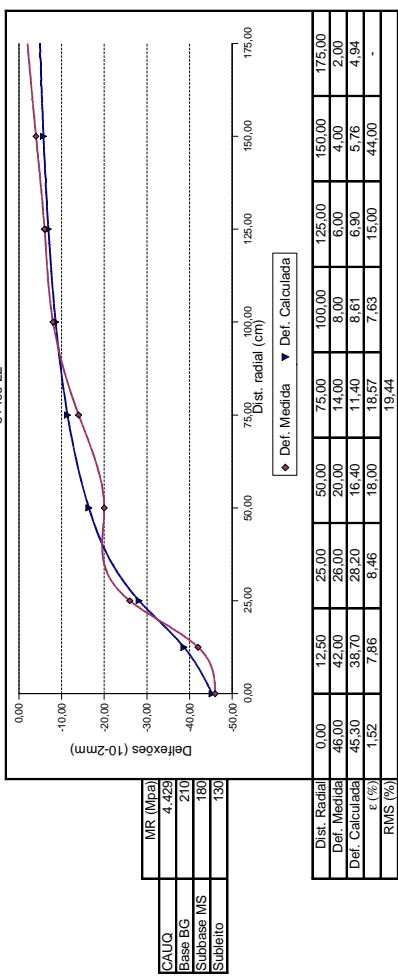
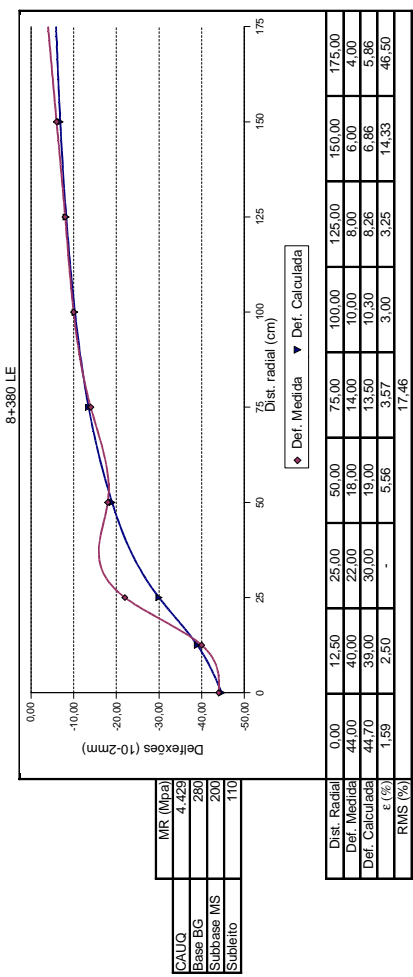
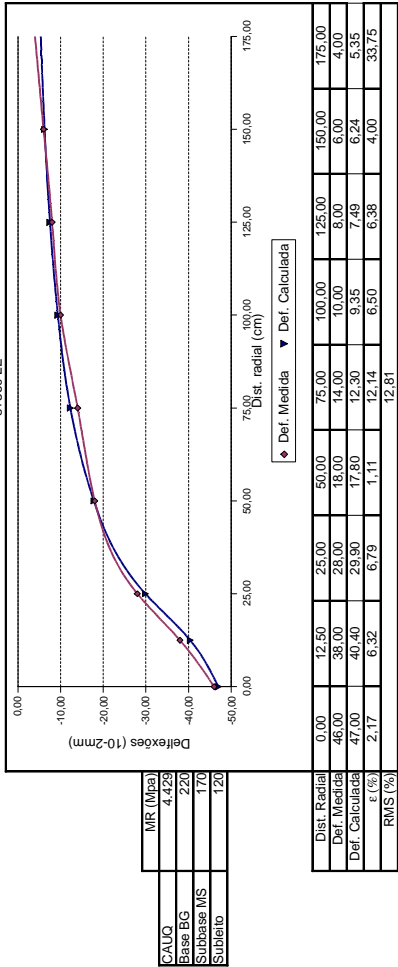
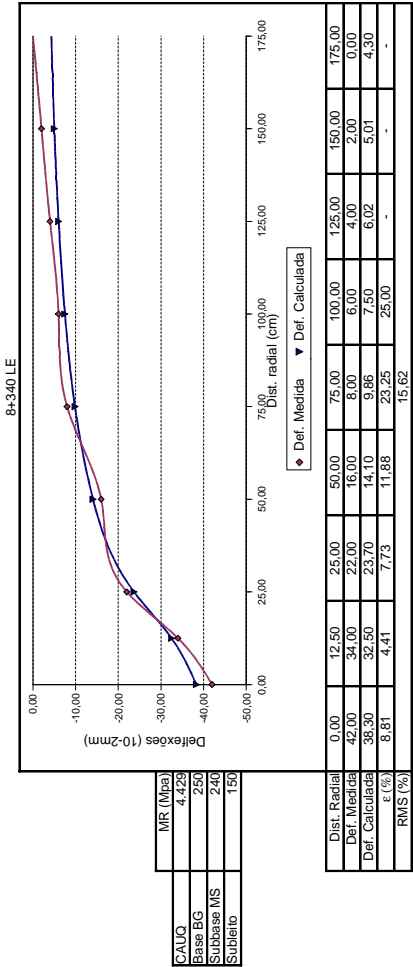
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



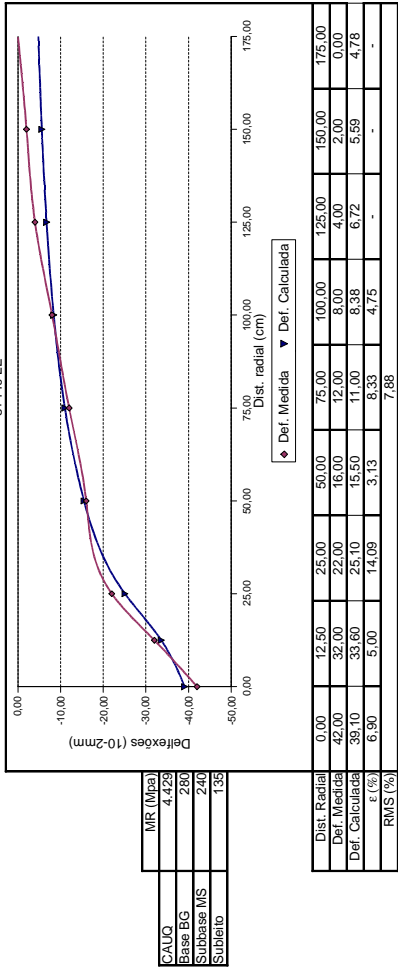
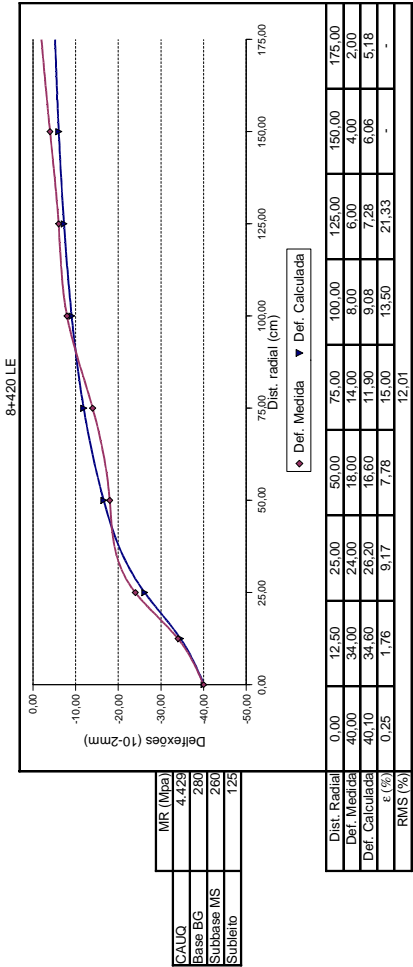
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

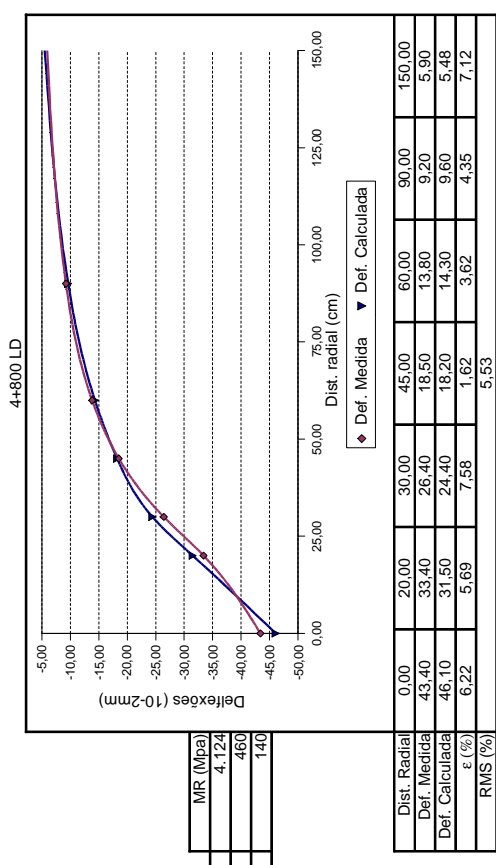
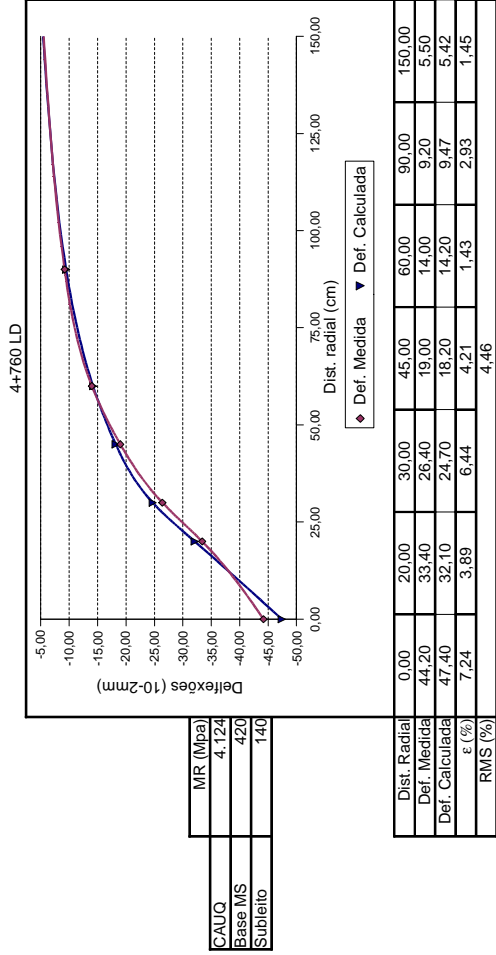
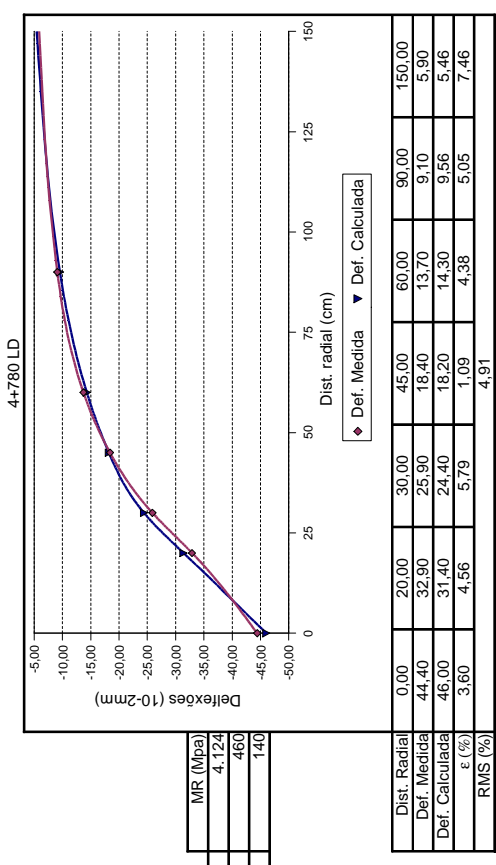
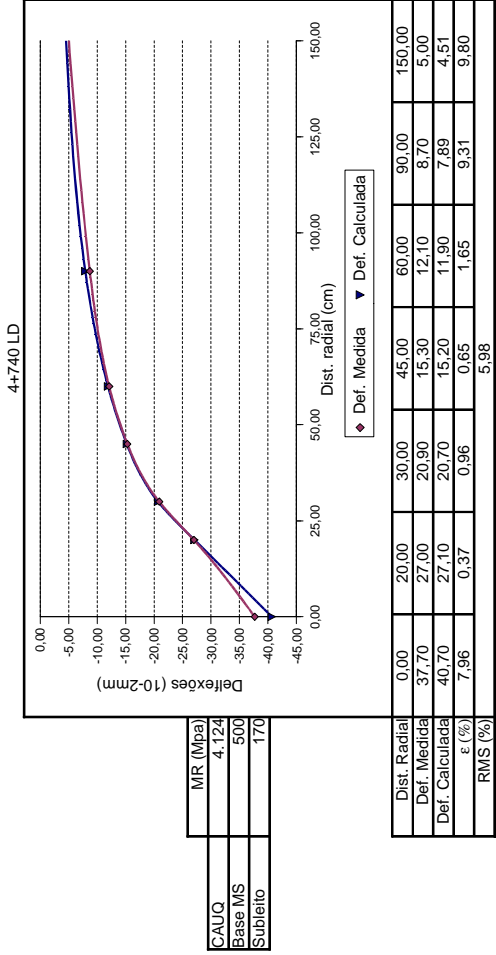


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

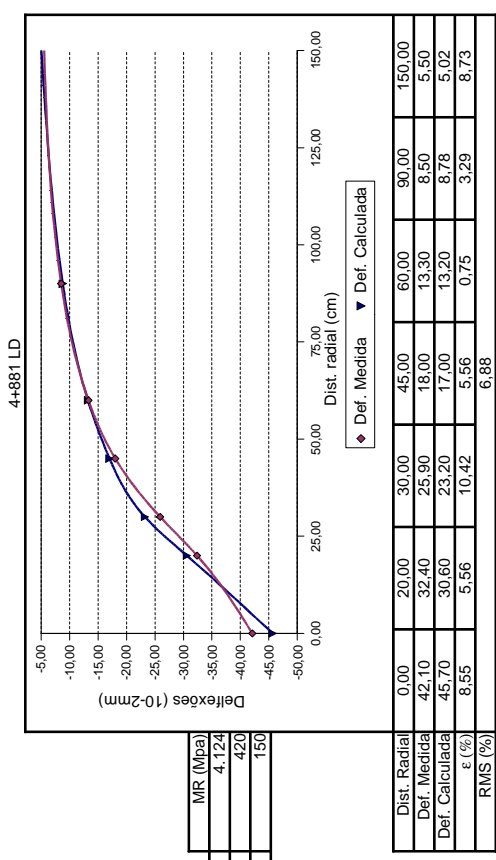
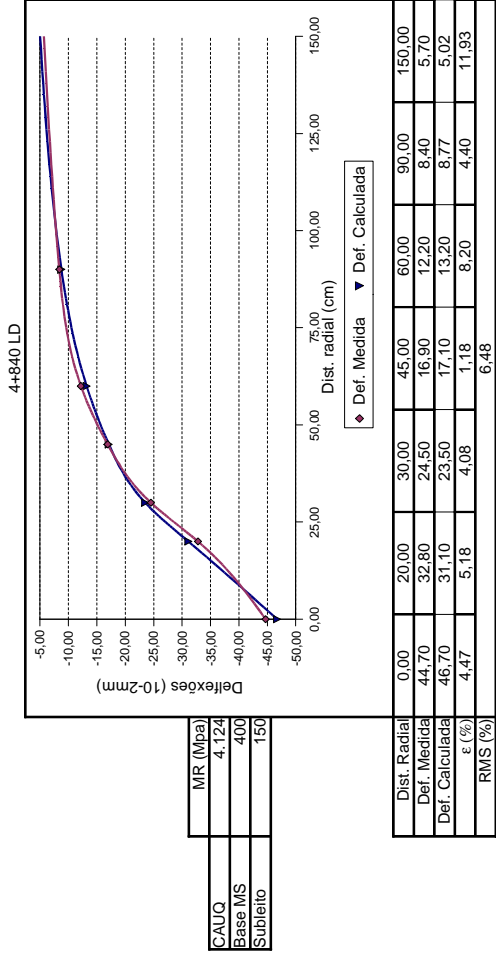
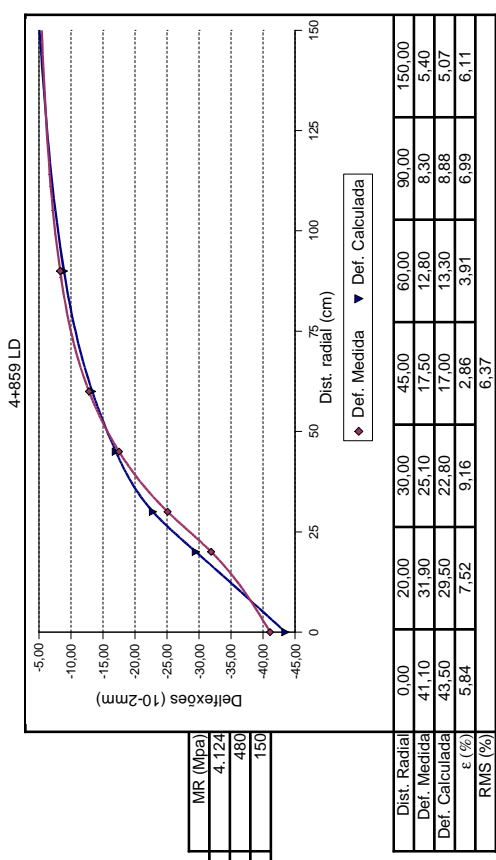
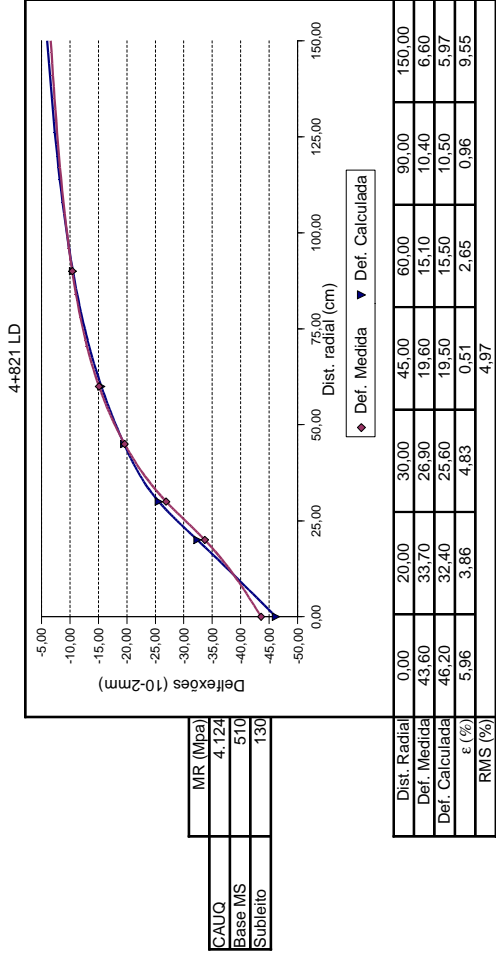


**RESULTADOS DA RETROANÁLISE DAS BACIAS MEDIDAS COM FALLING  
WEIGHT DEFLECTOMETER**

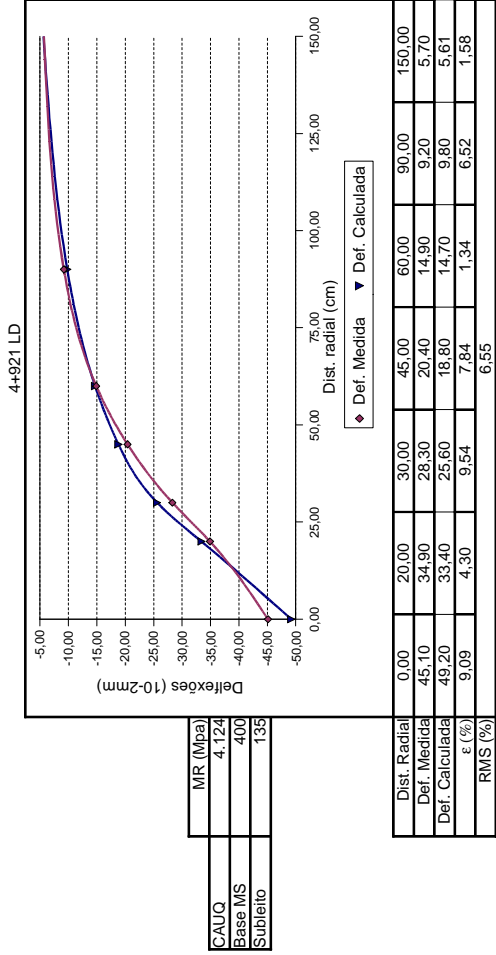
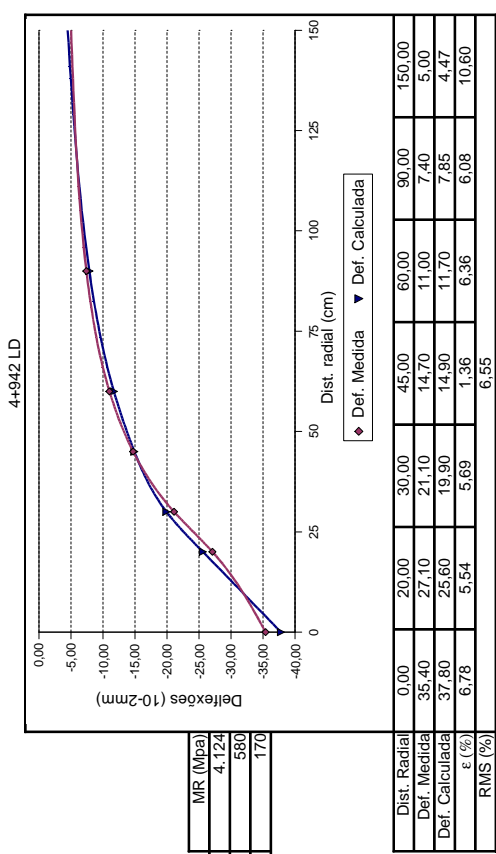
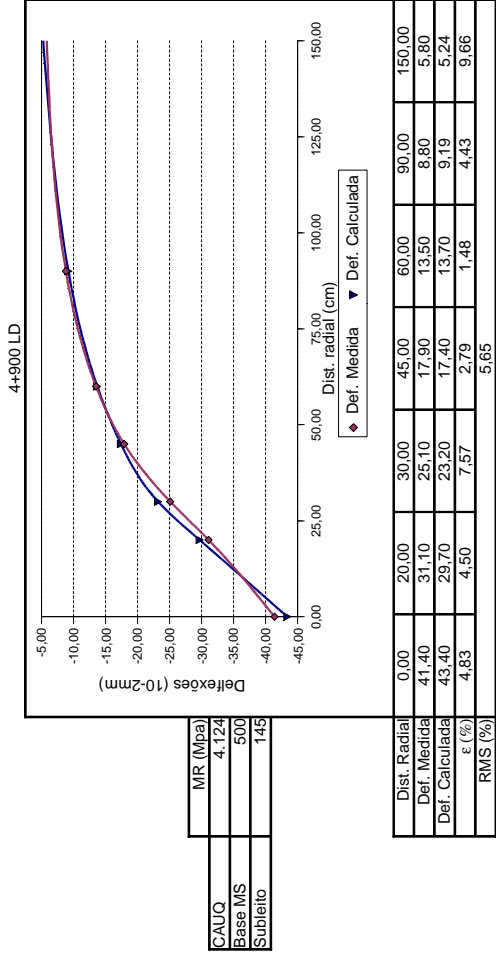
## **Resultados da retroanálise – Pista 01**



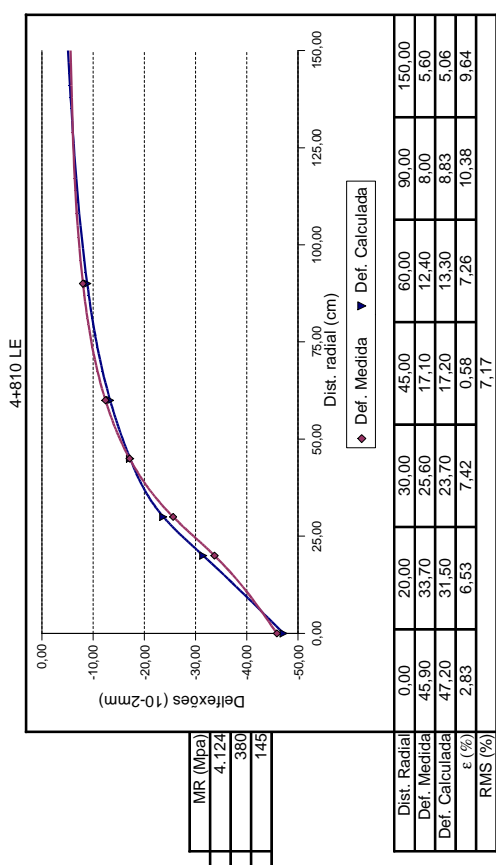
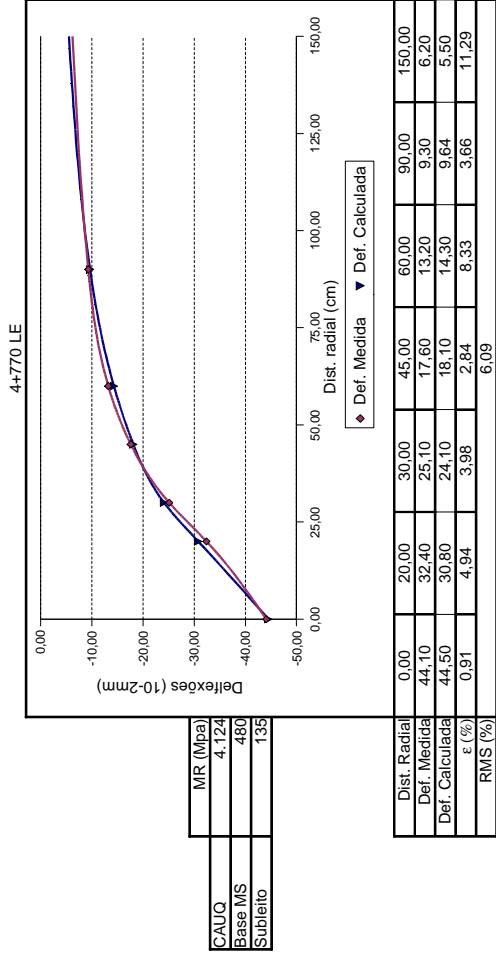
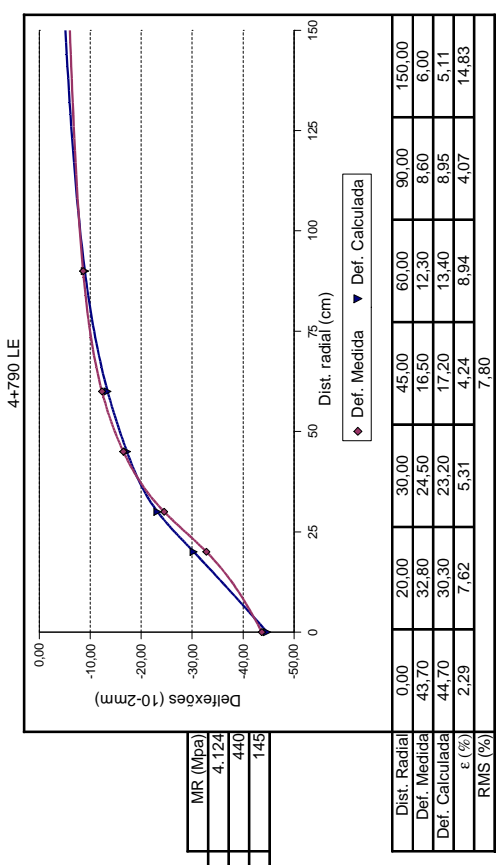
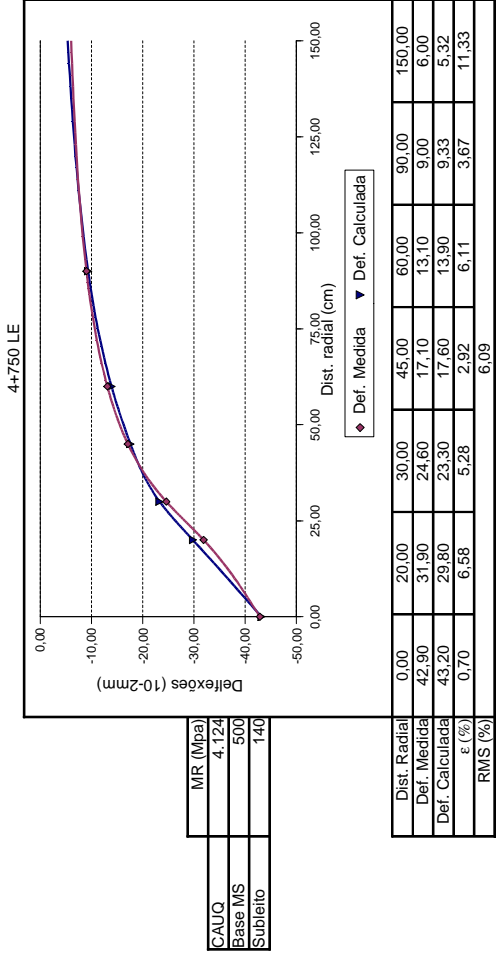
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



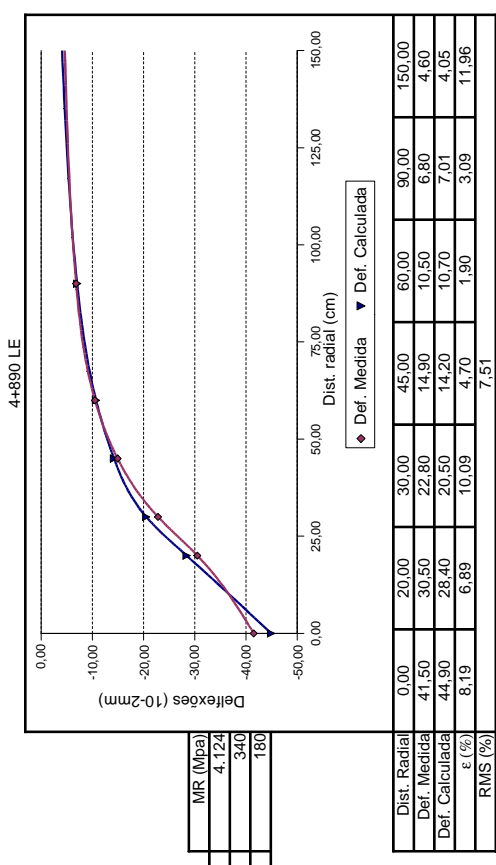
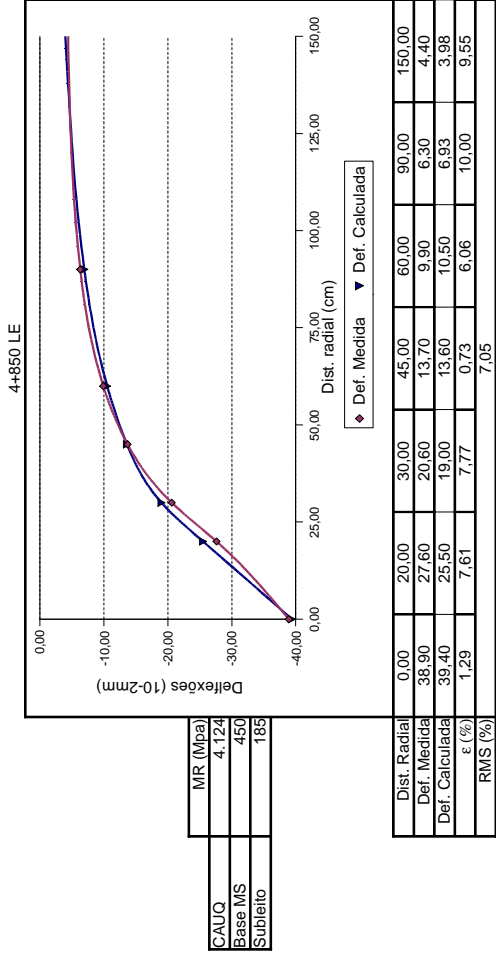
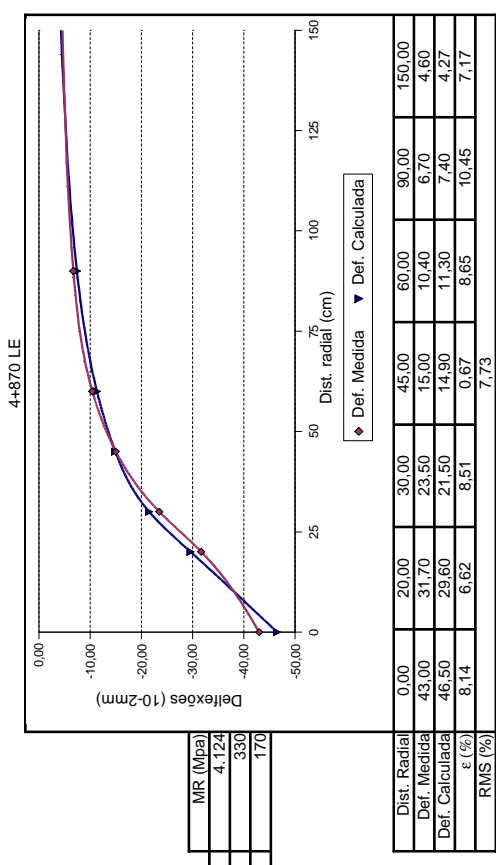
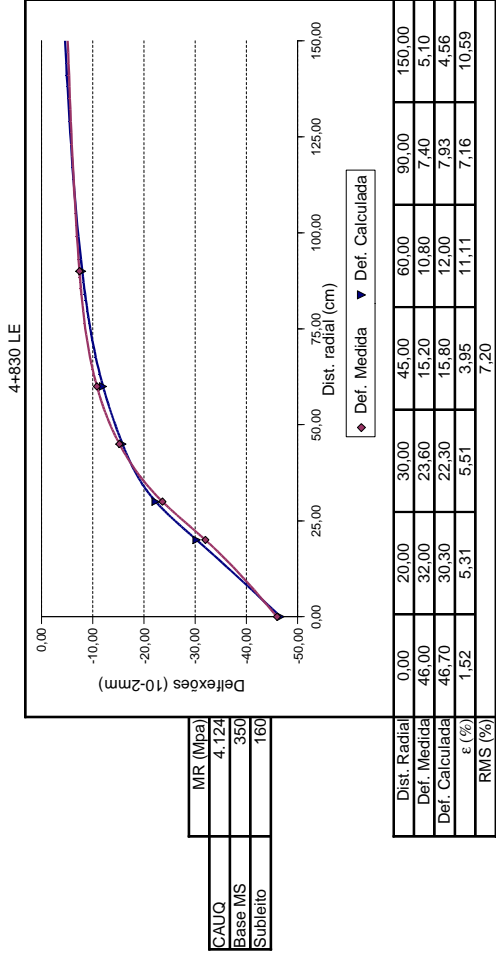
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



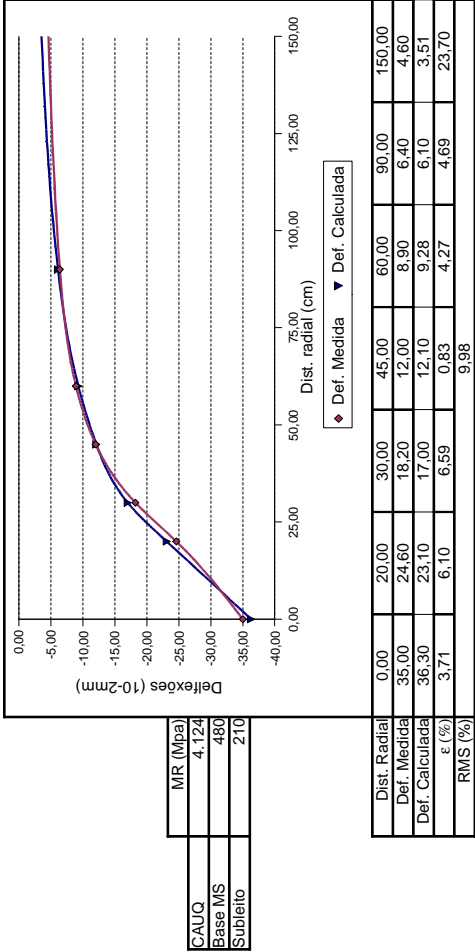
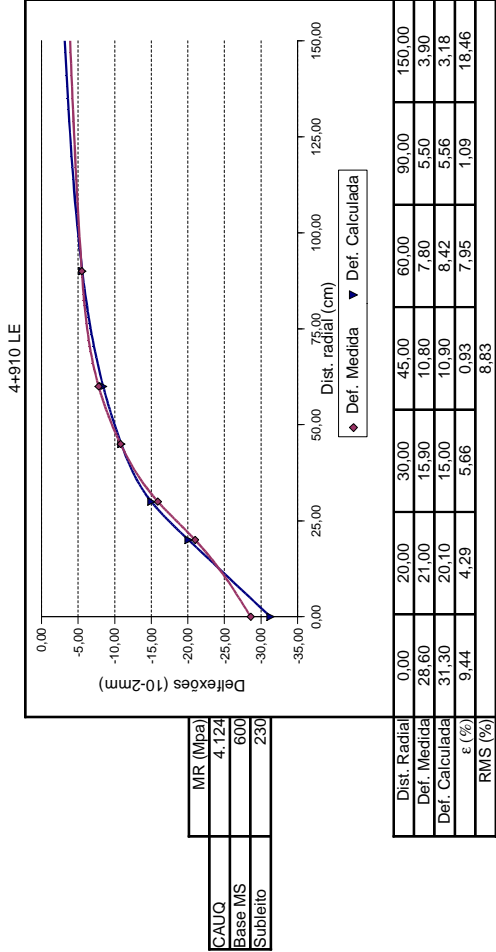
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



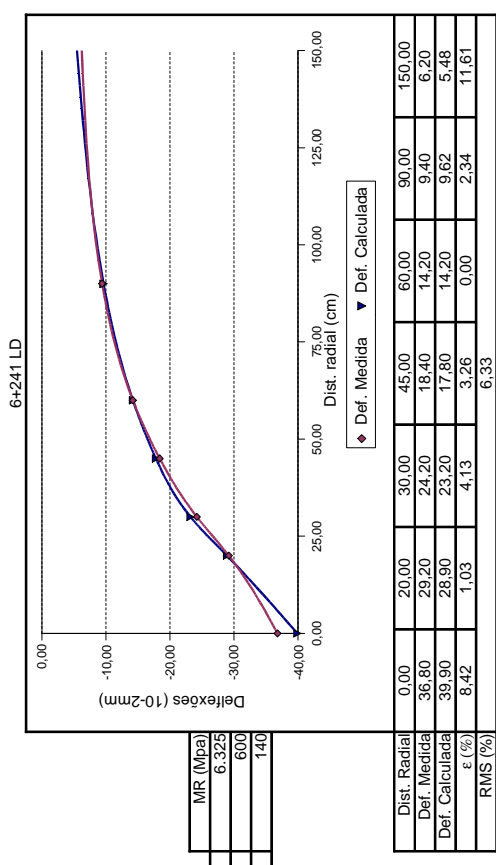
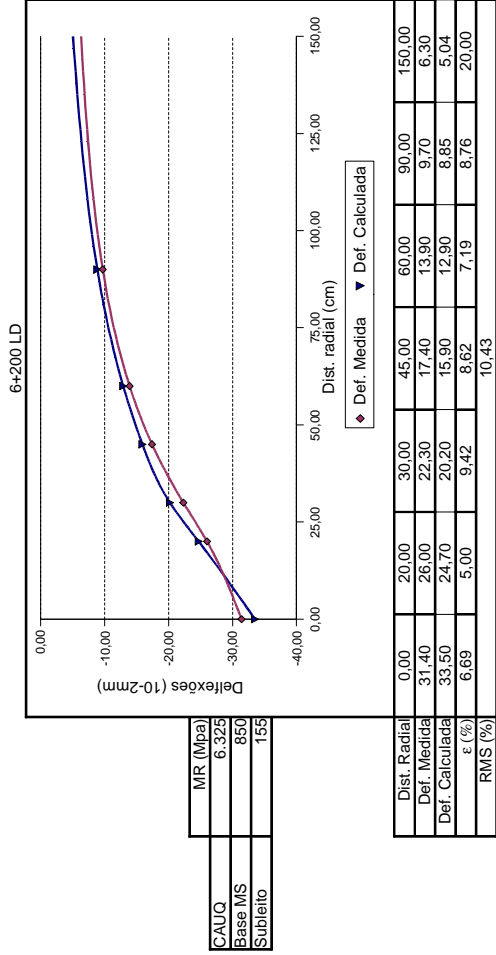
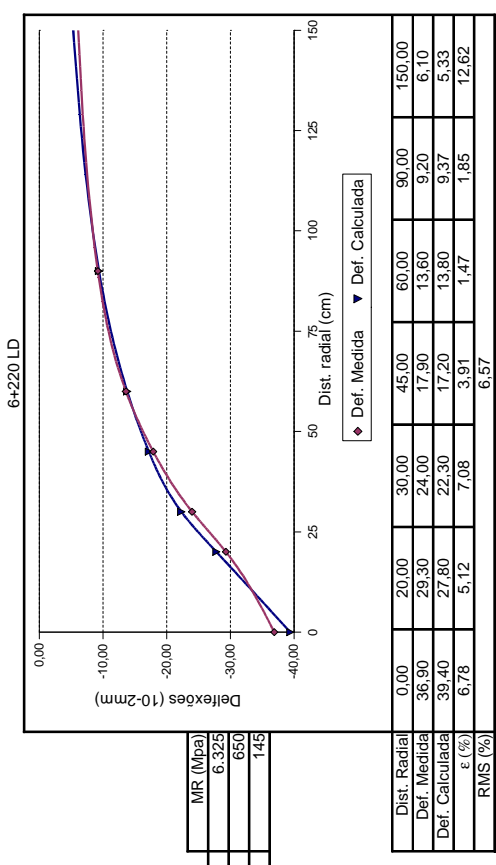
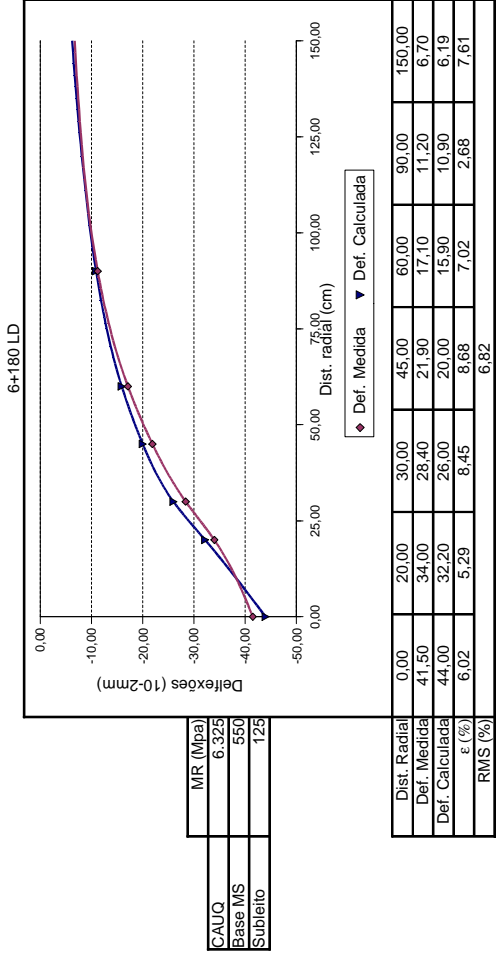
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



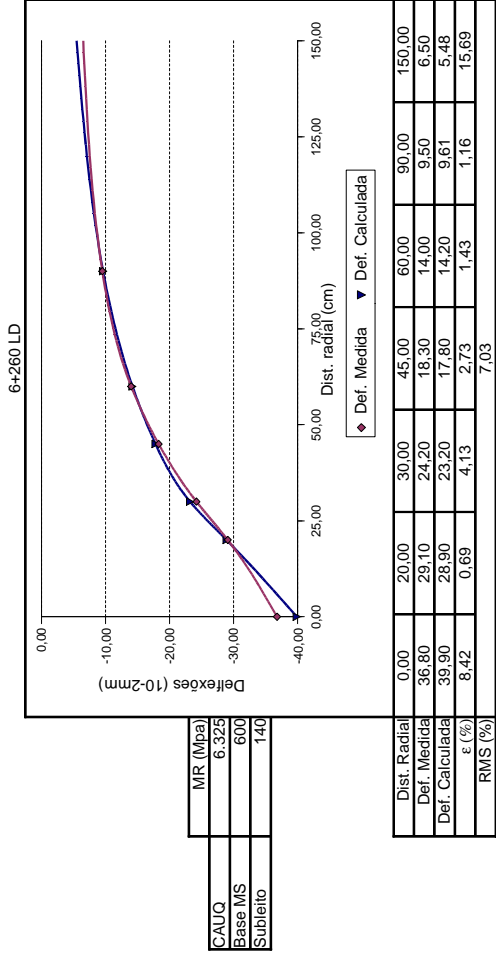
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



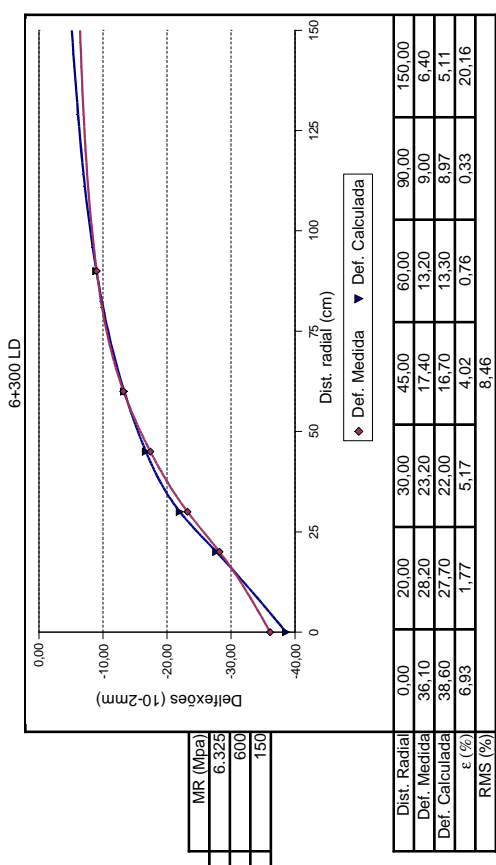
## **Resultados da retroanálise – Pista 02**



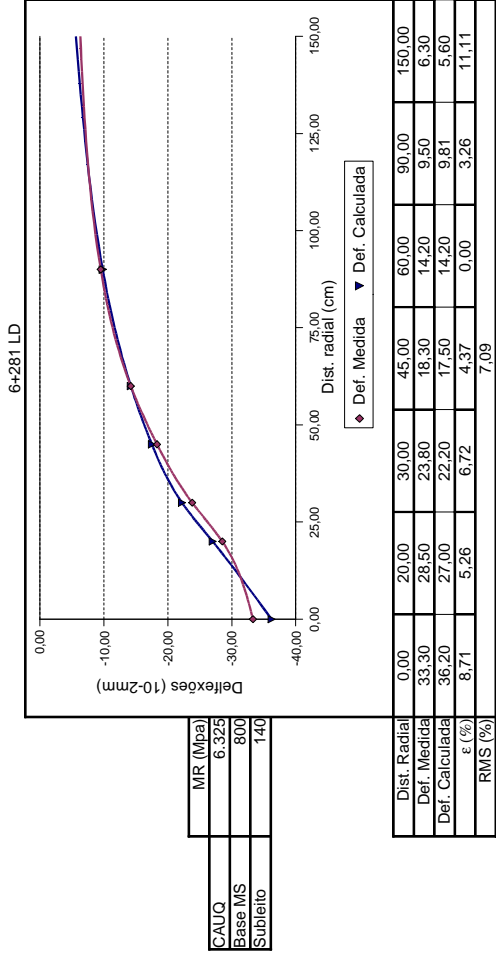
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



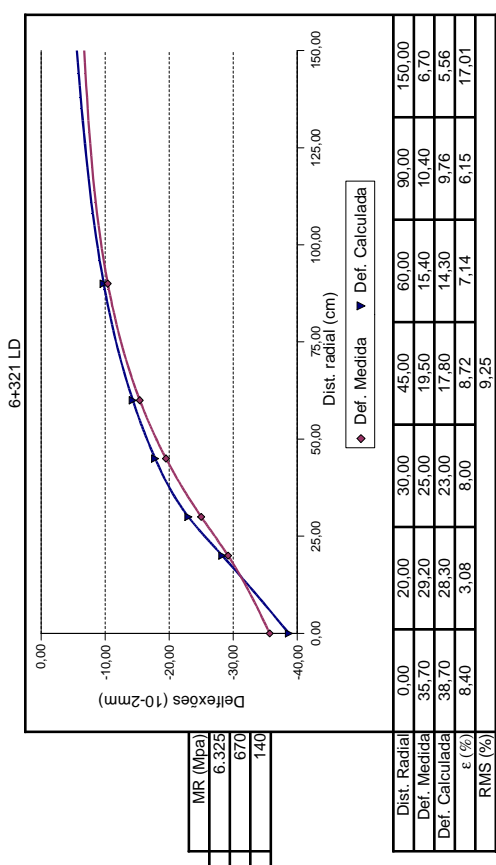
CAUQ	MR (Mpa)
Base MS	6.325
Subleito	600
	150



Dist. Radial	0,00	20,00	30,00	45,00	60,00	90,00	150,00
Def. Medida	36,10	28,20	23,20	17,40	13,20	9,00	6,40
Def. Calculada	38,60	27,70	22,00	16,70	13,30	8,97	5,11
$\epsilon$ (%)	6,93	1,77	5,17	4,02	0,76	0,33	20,16
RMS (%)	8,46						

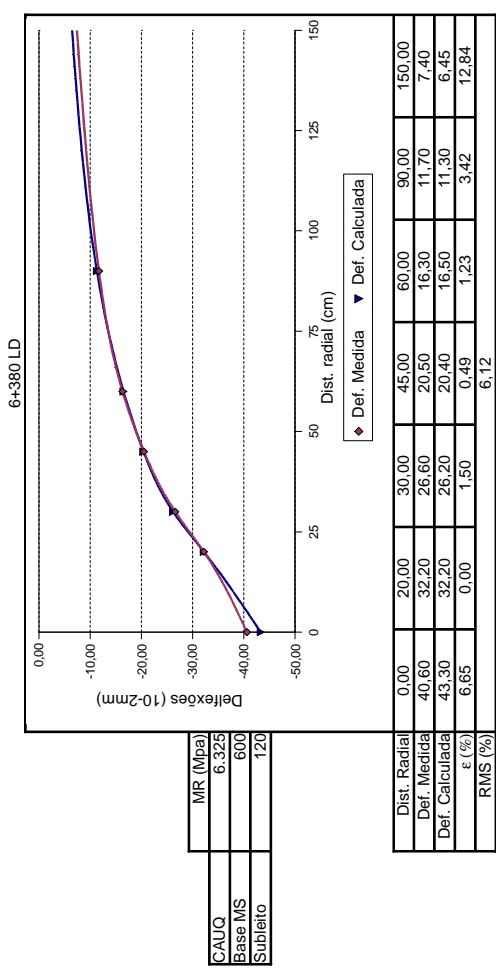
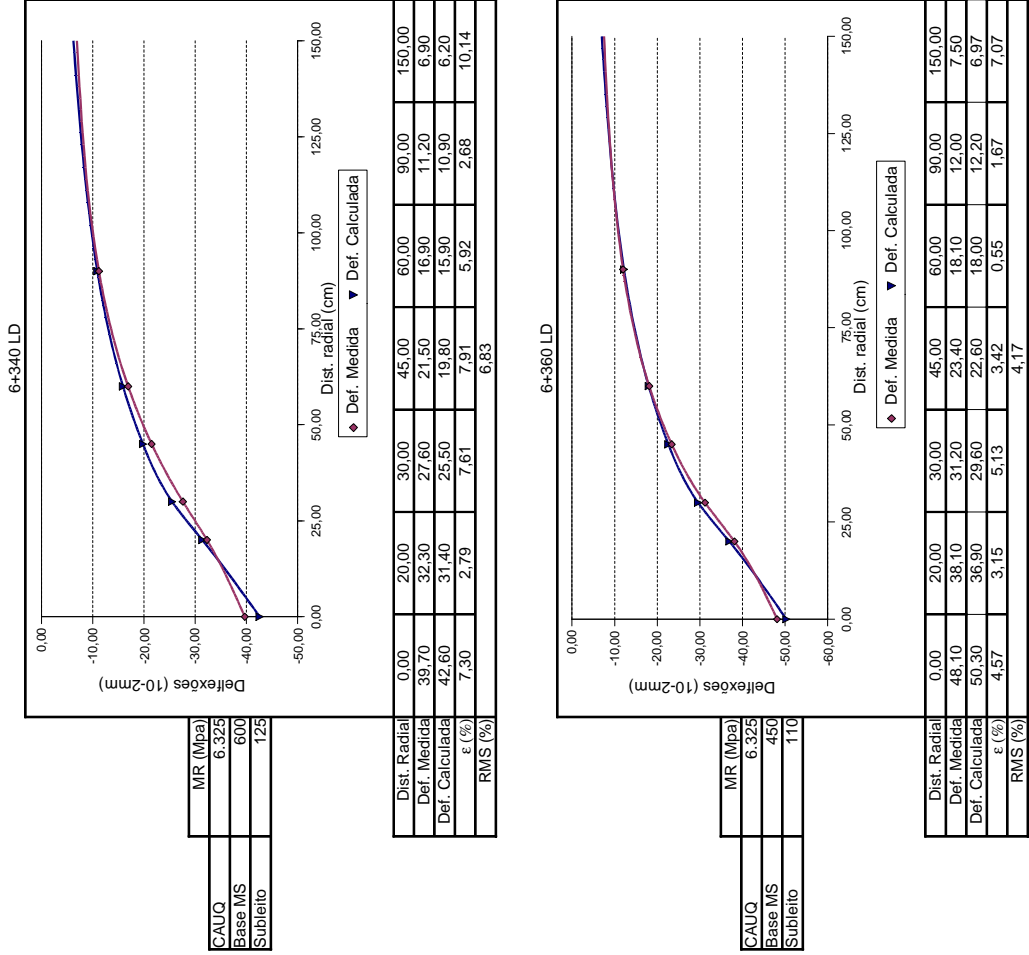


CAUQ	MR (Mpa)
Base MS	6.325
Subleito	670
	140

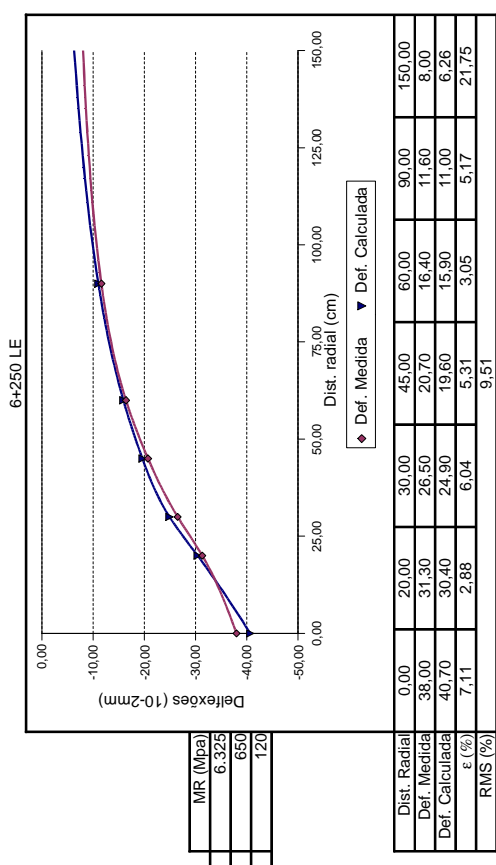
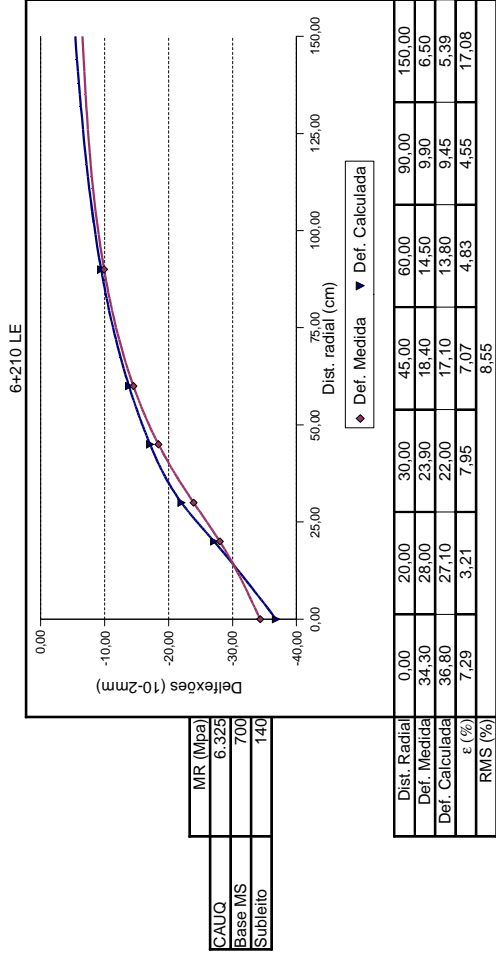
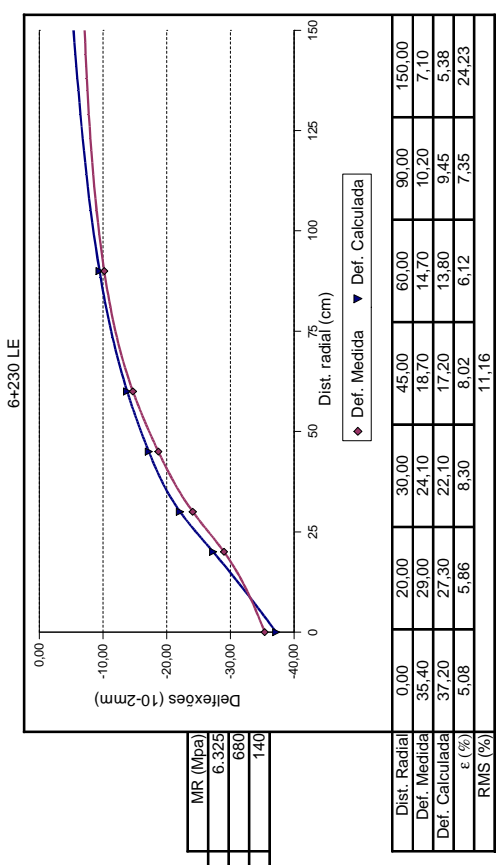
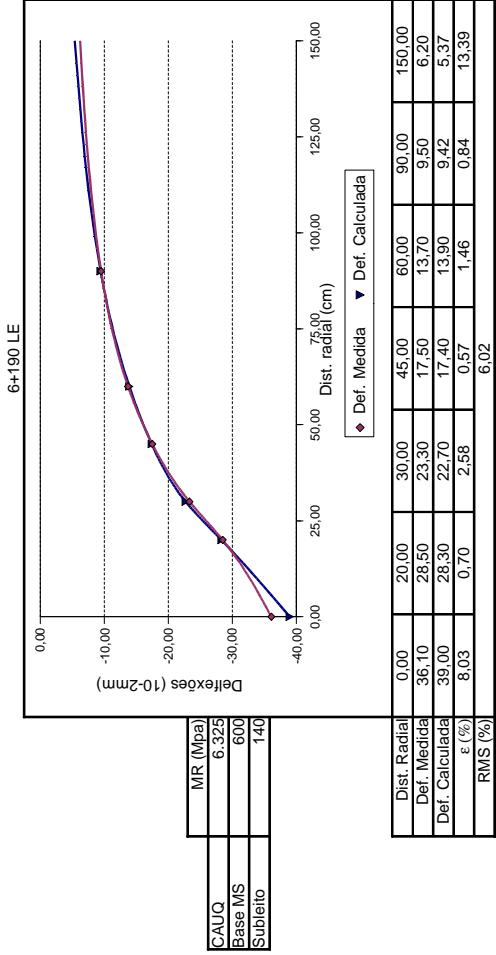


CAUQ	MR (Mpa)
Base MS	6.325
Subleito	670
	140

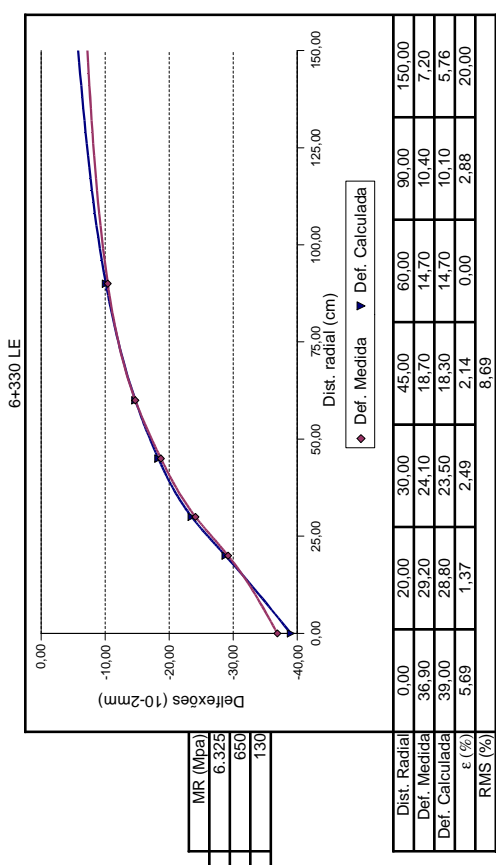
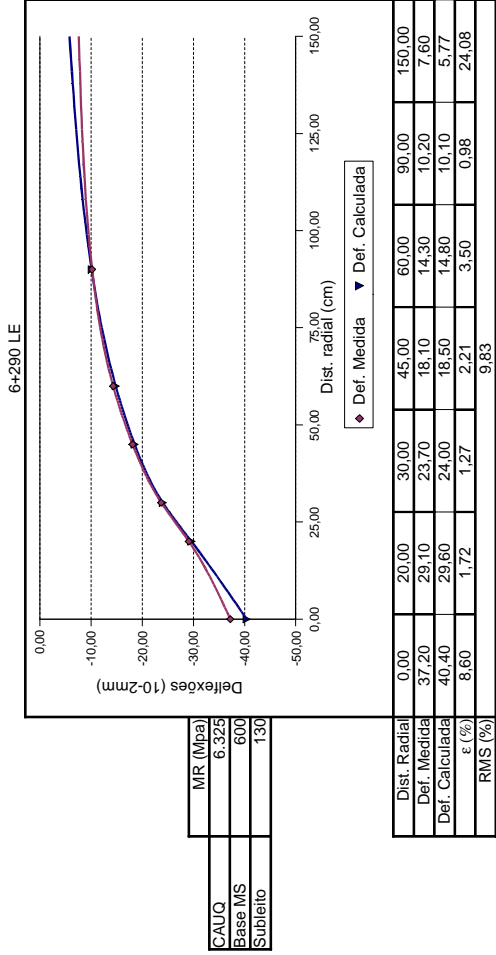
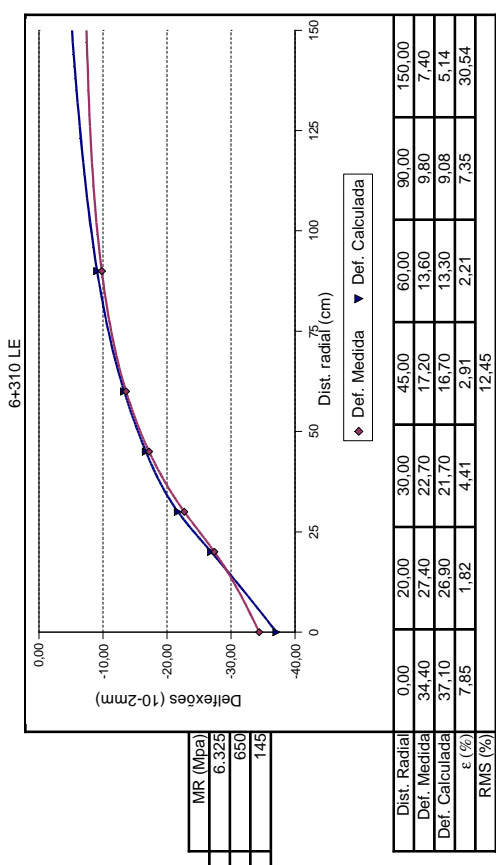
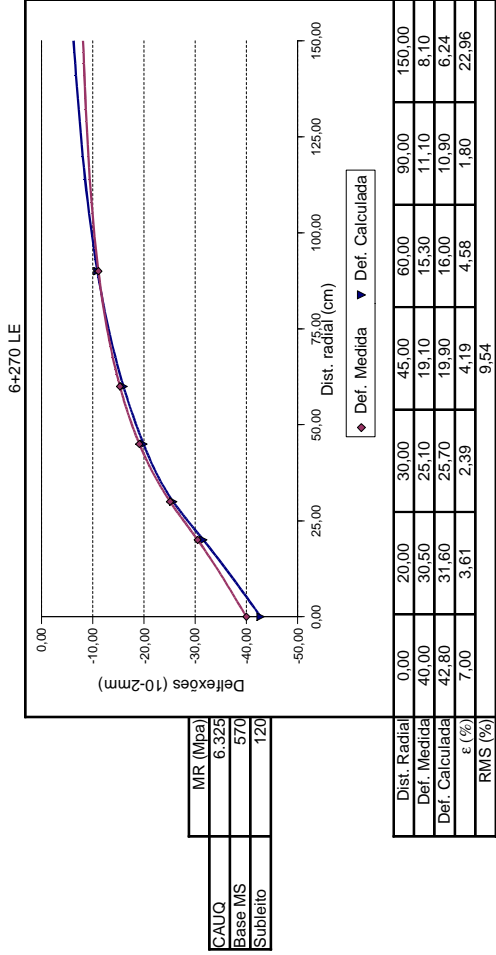
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



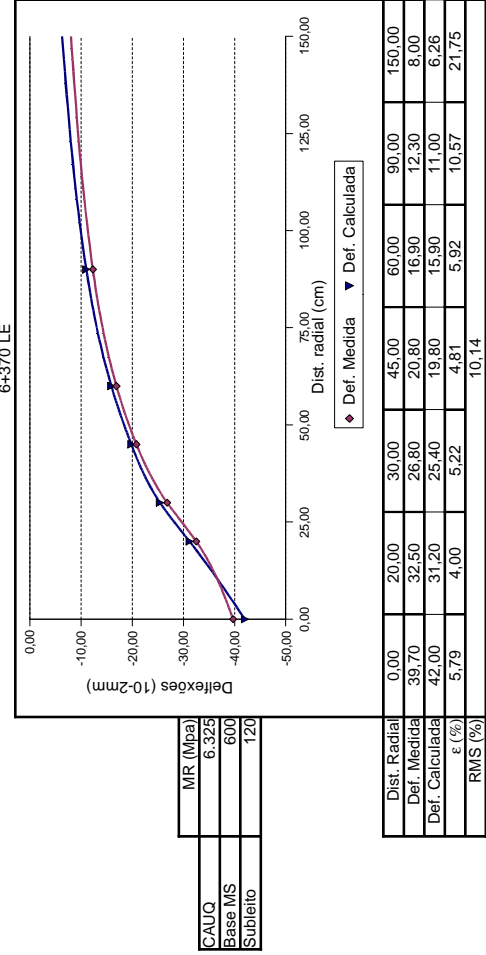
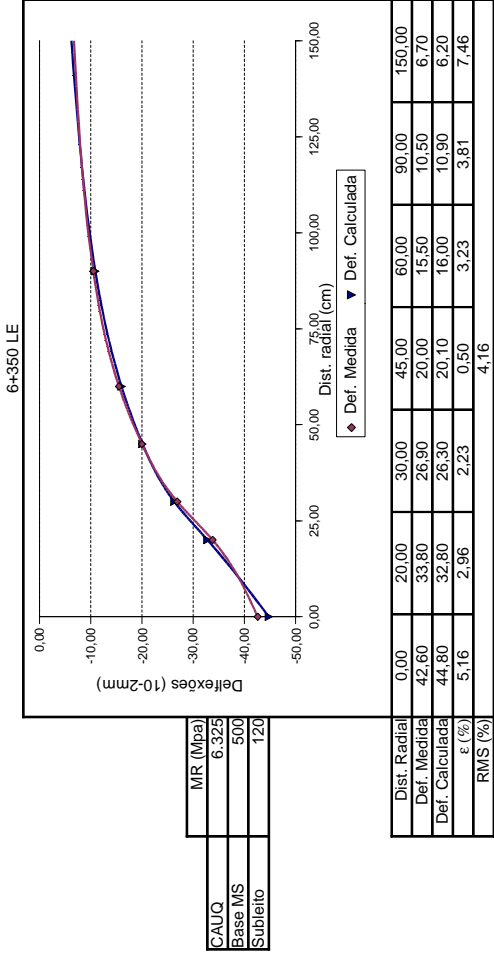
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



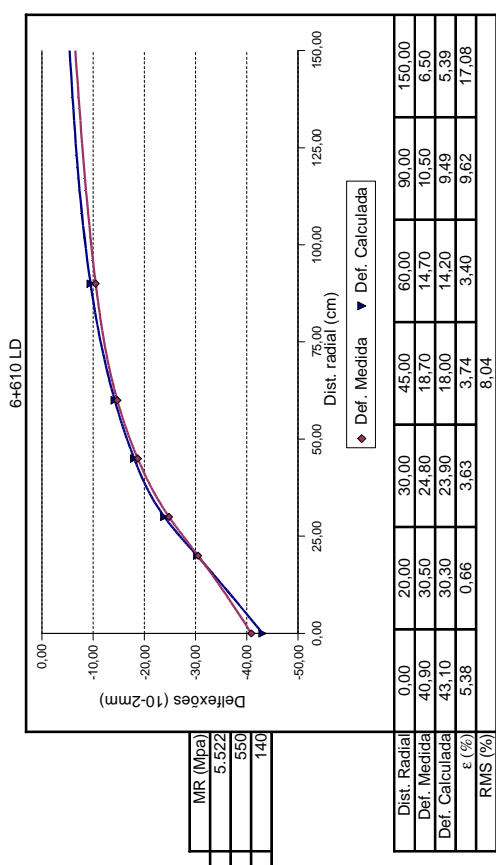
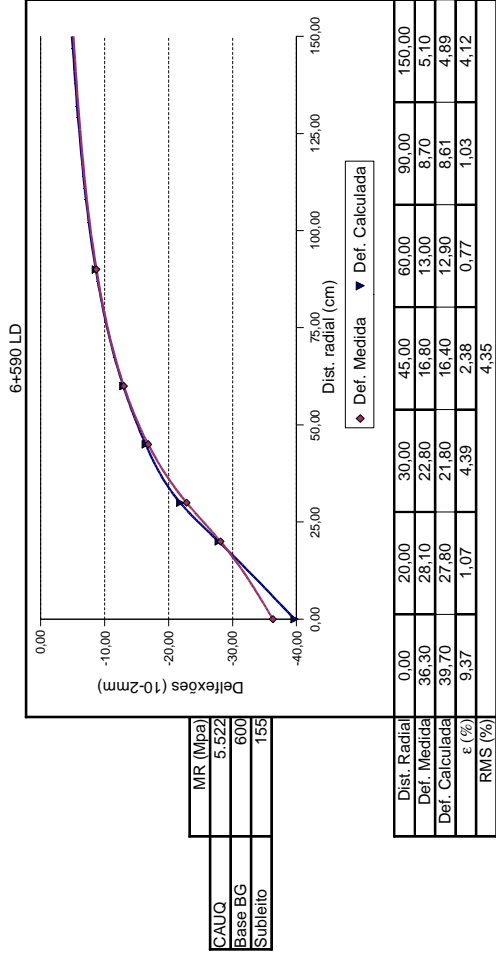
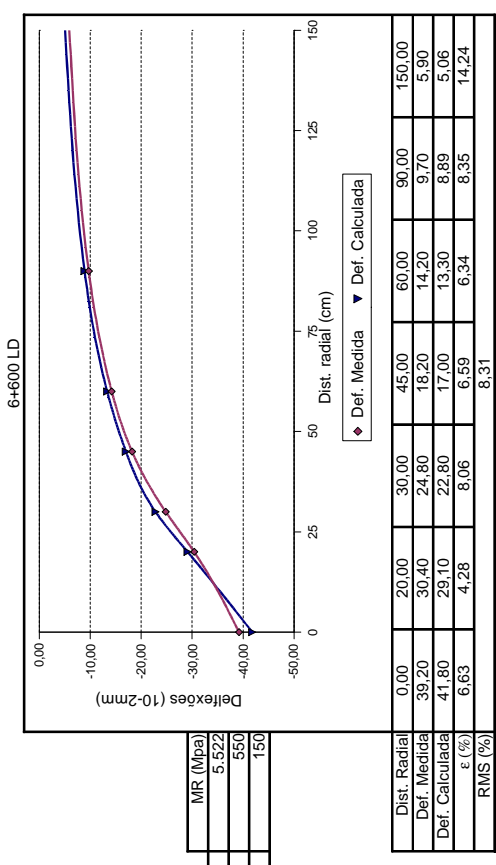
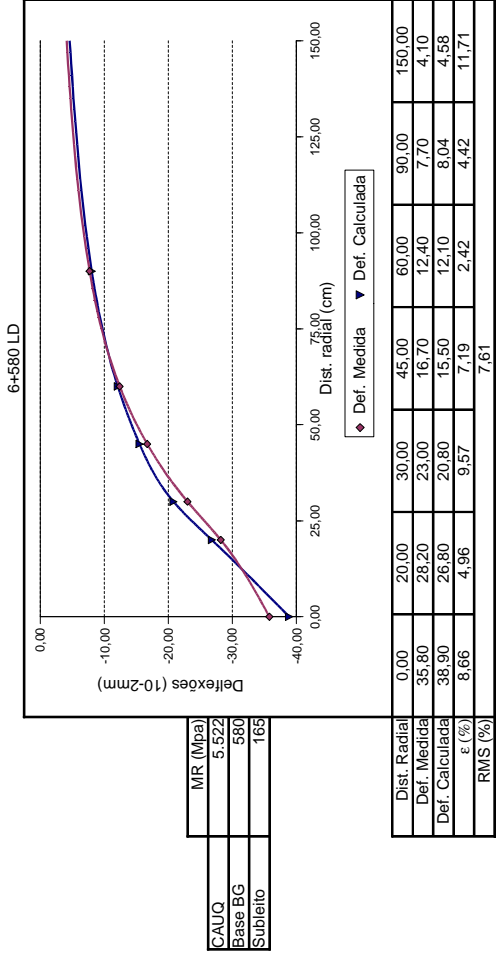
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



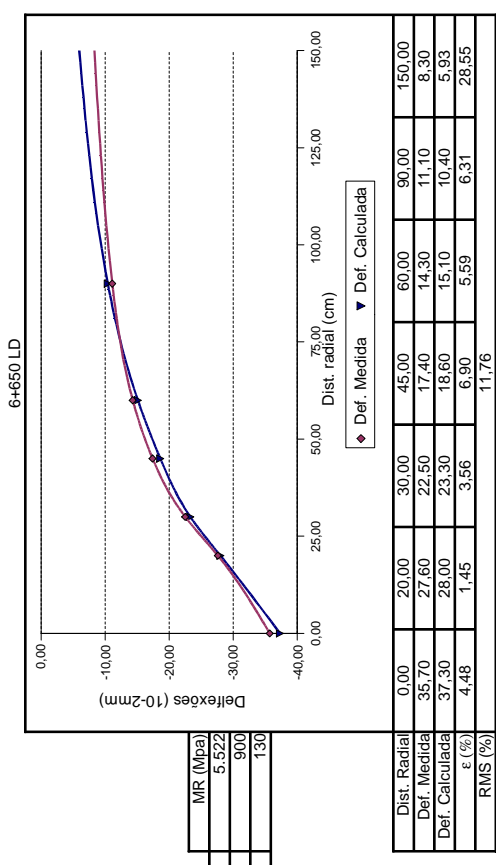
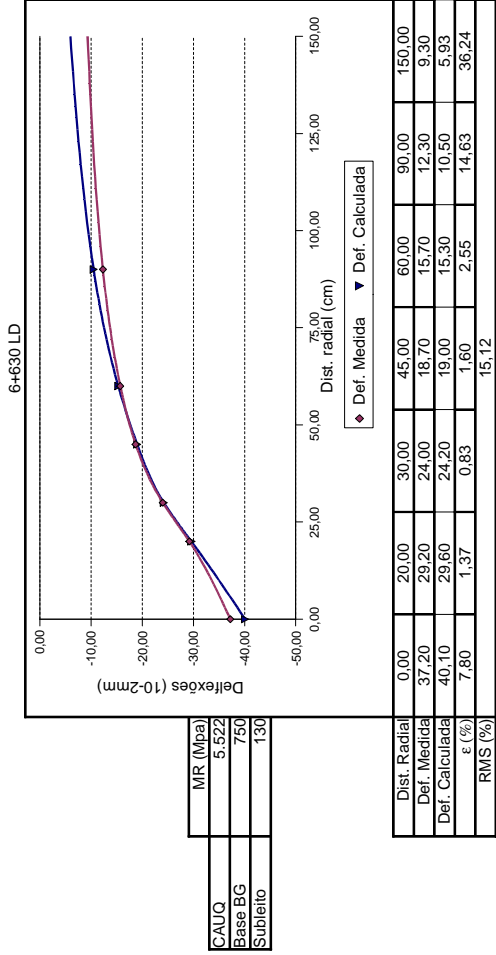
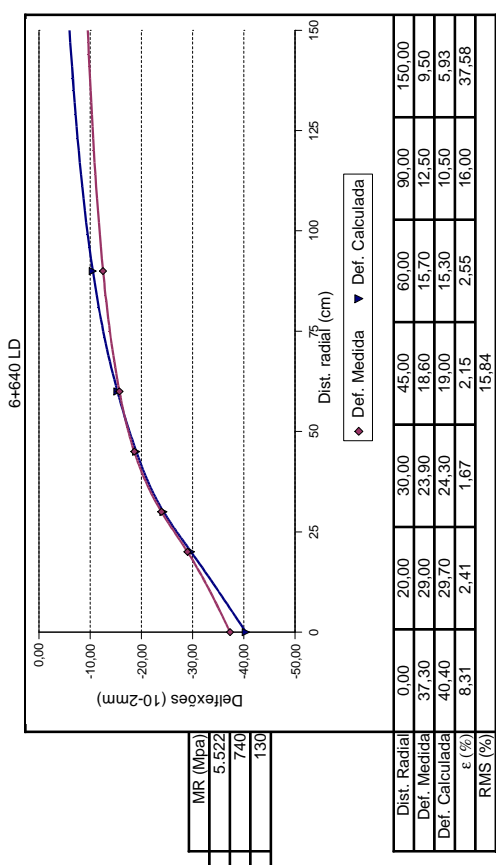
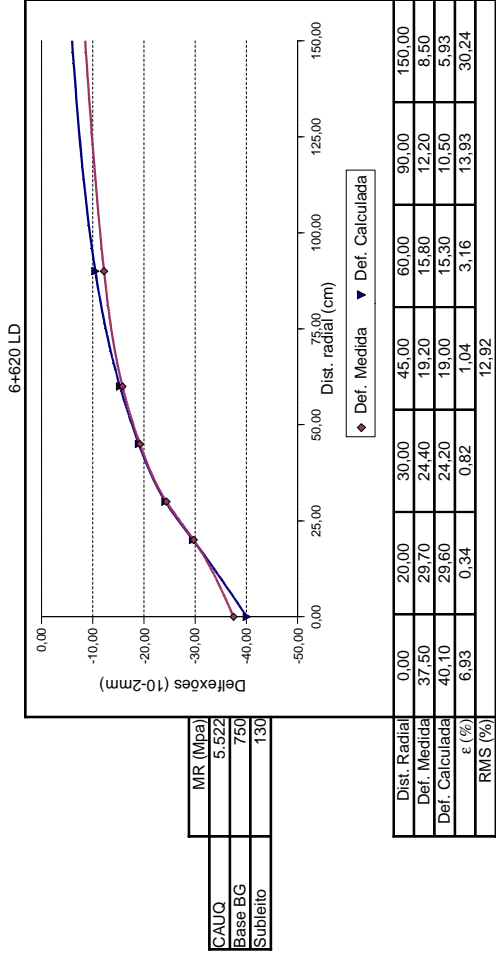
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

### **Resultados da retroanálise – Pista 03**

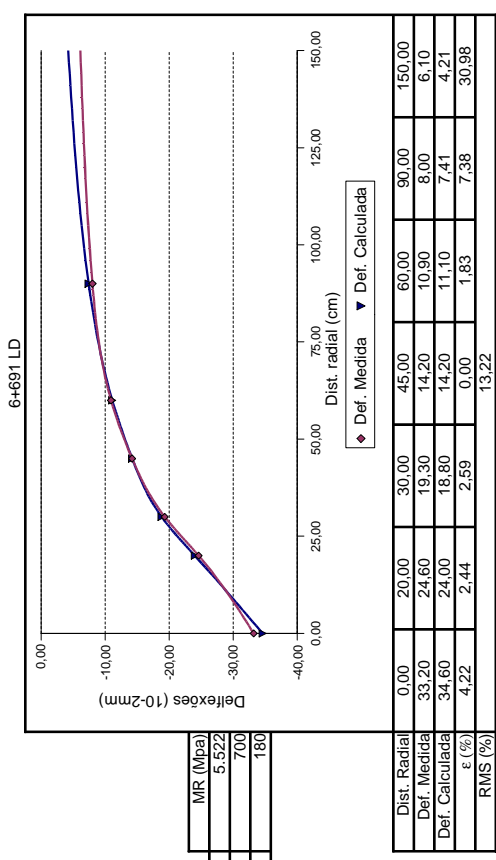
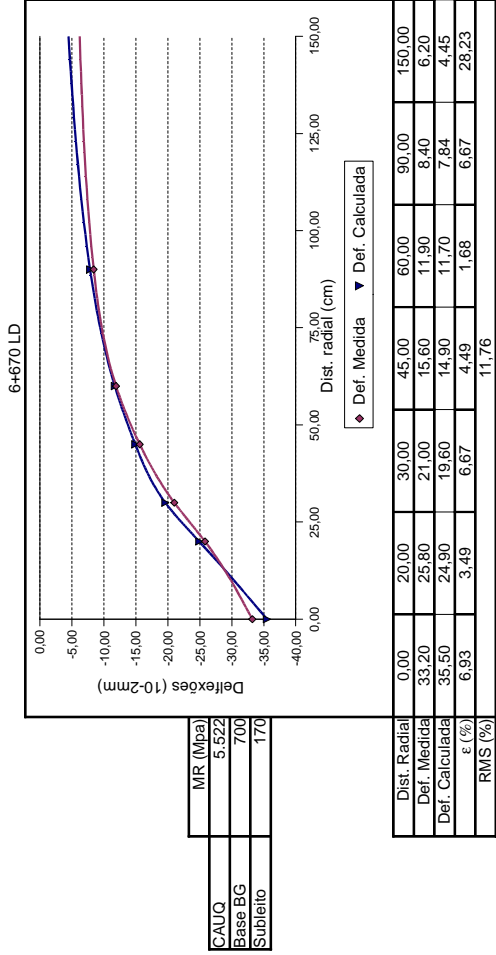
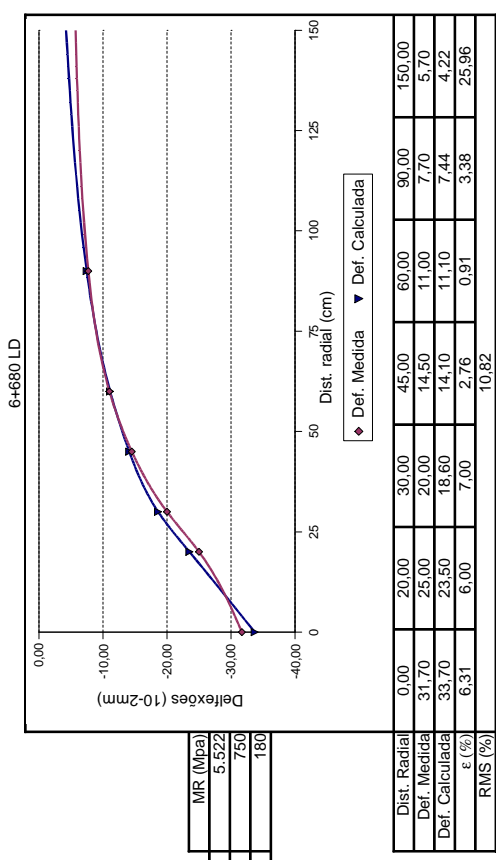
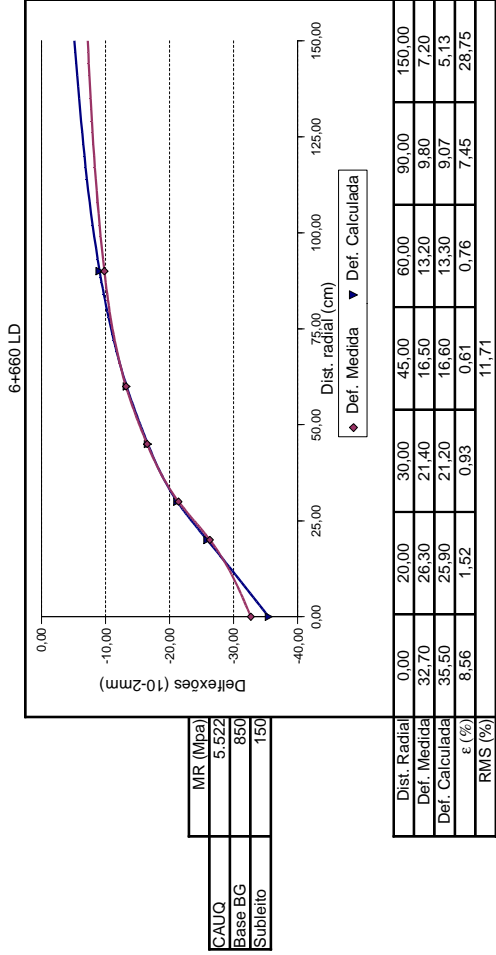




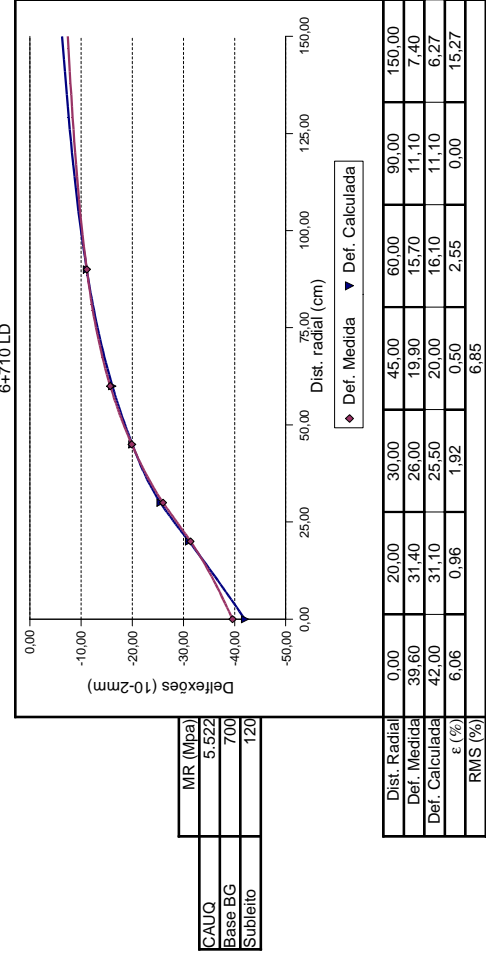
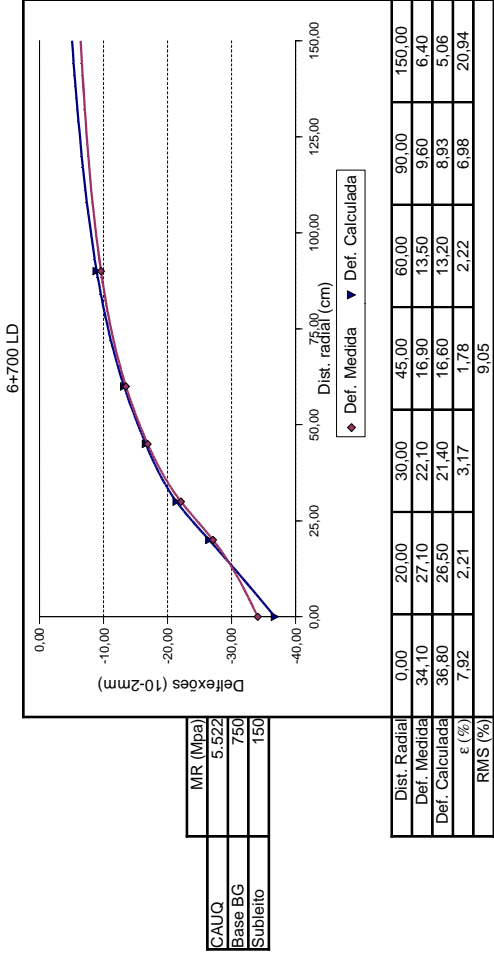
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



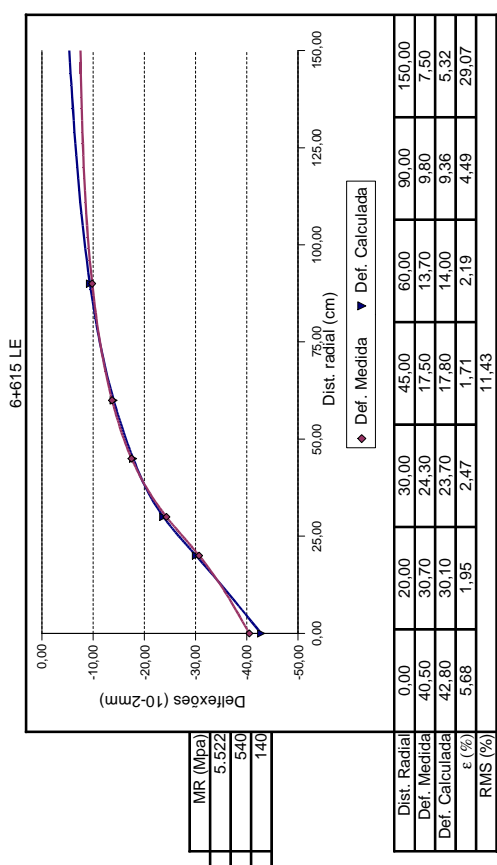
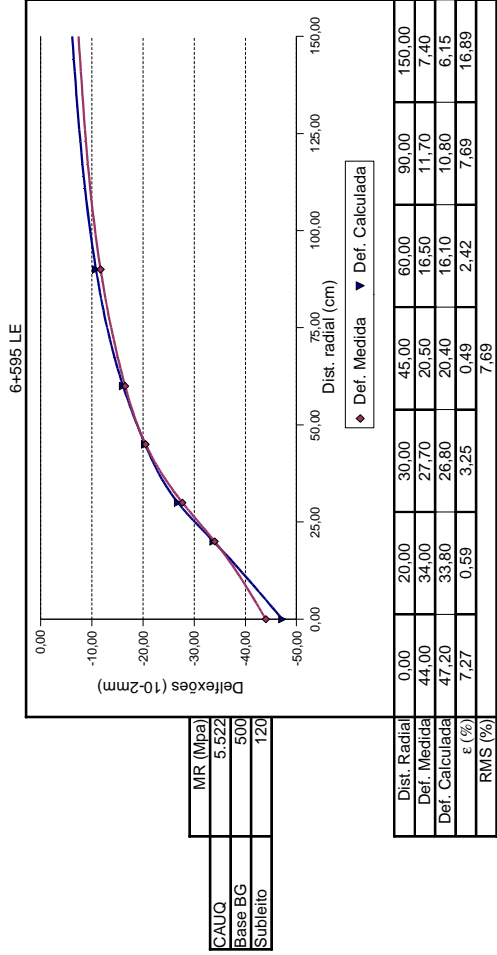
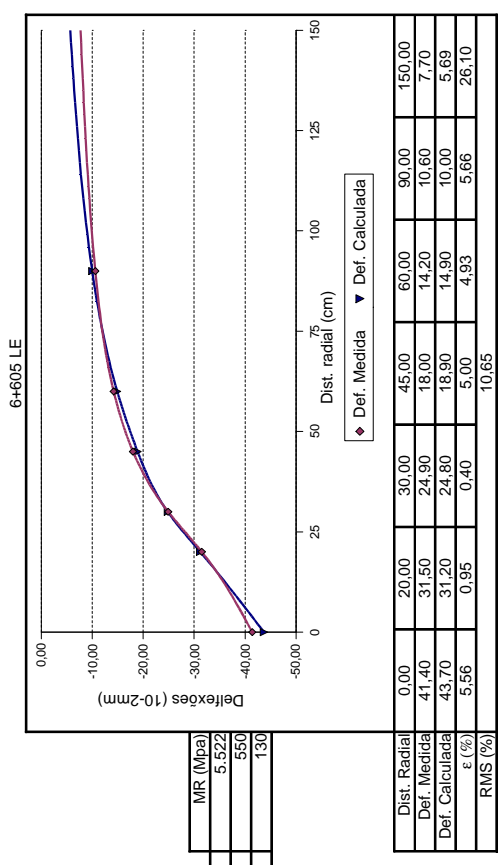
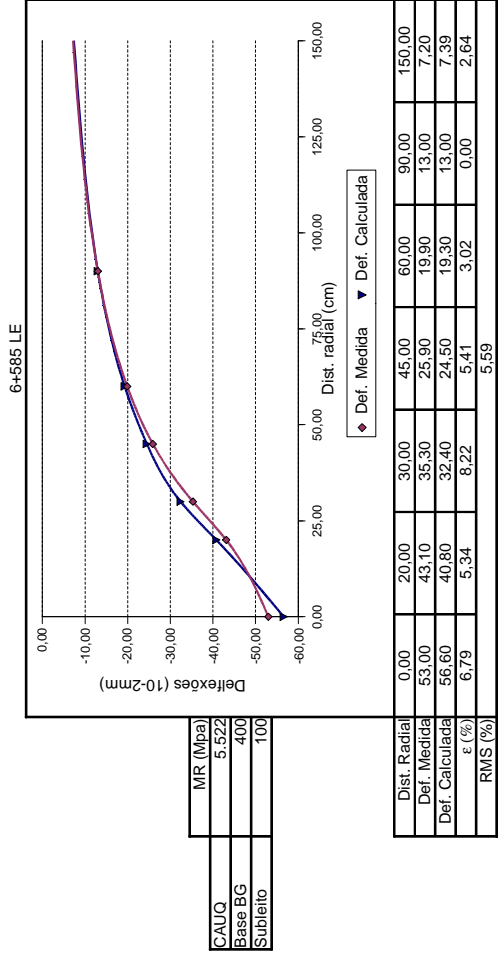
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



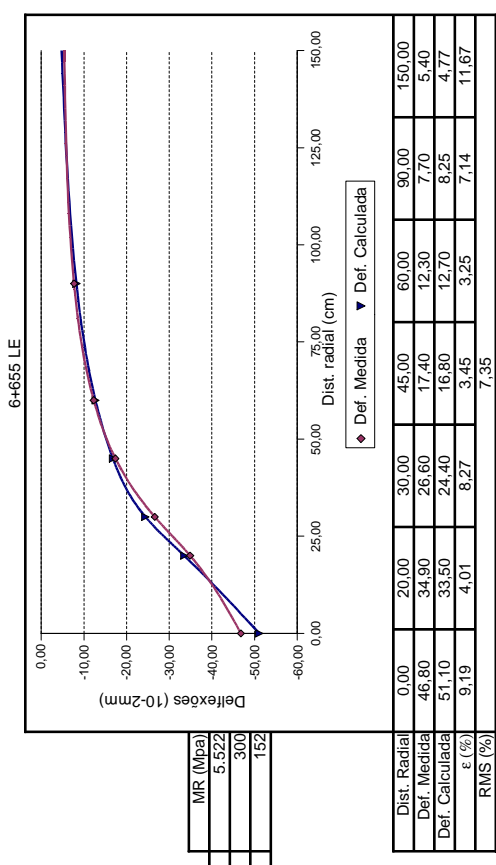
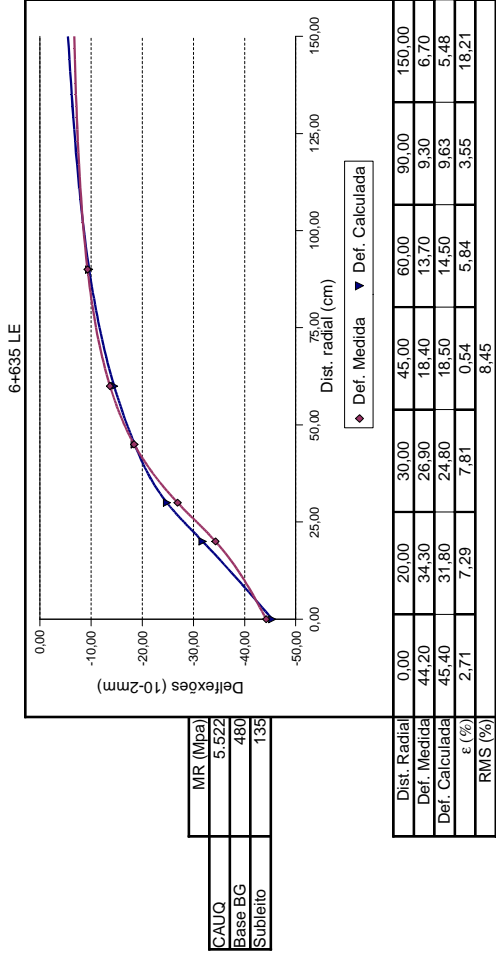
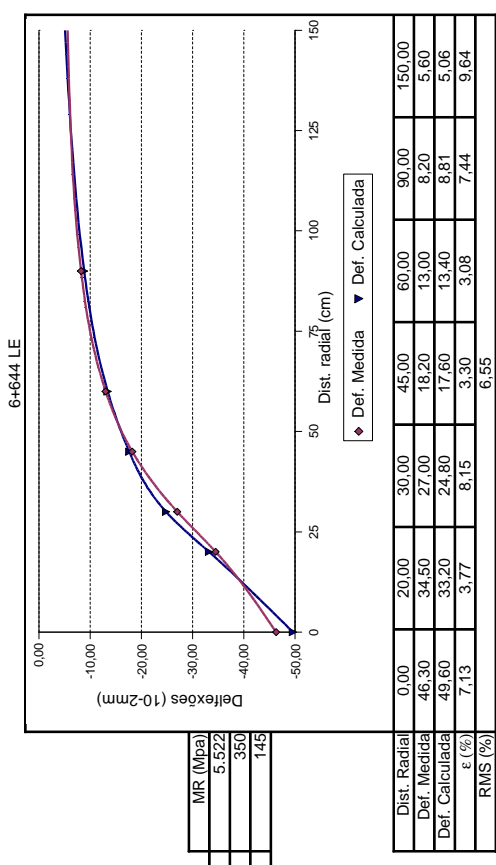
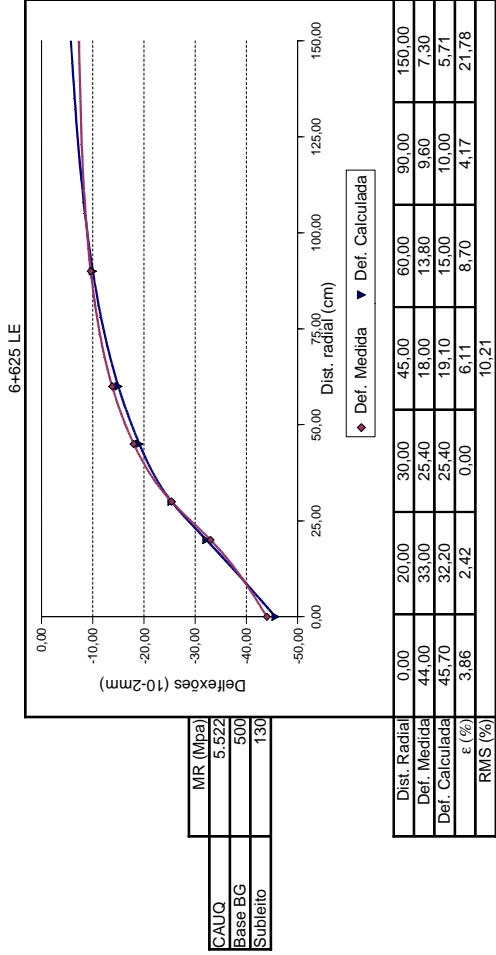
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



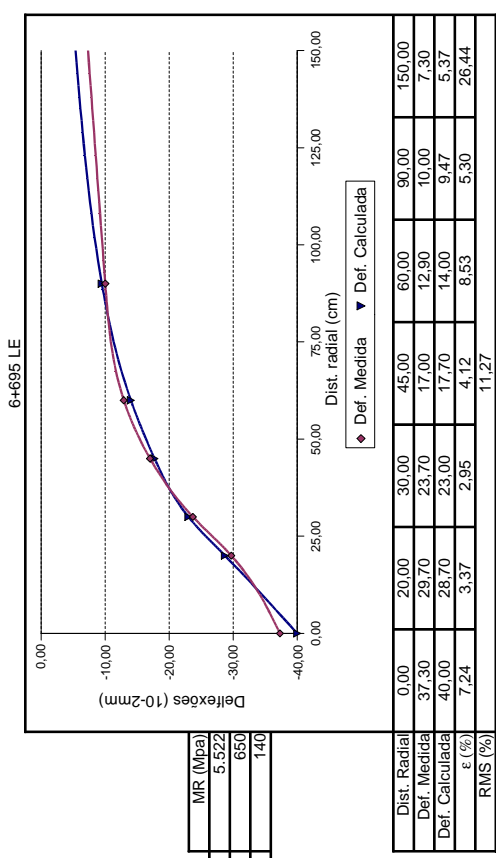
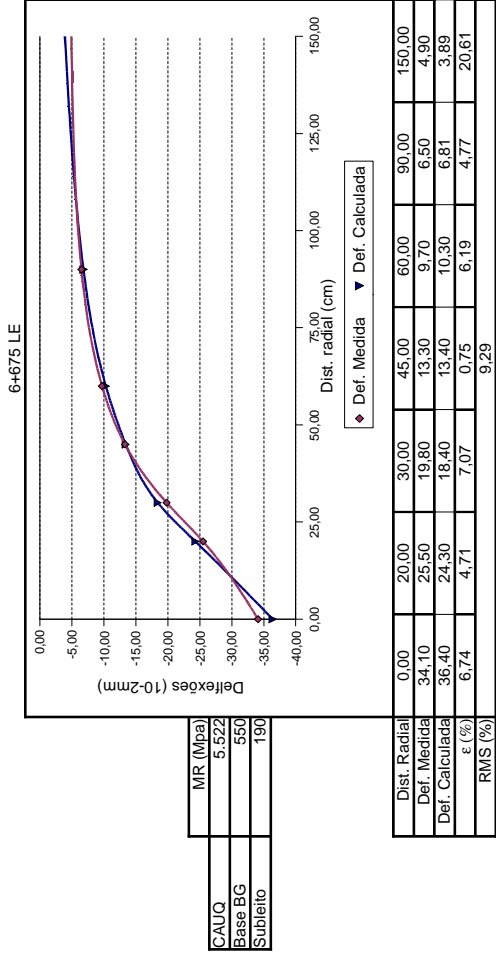
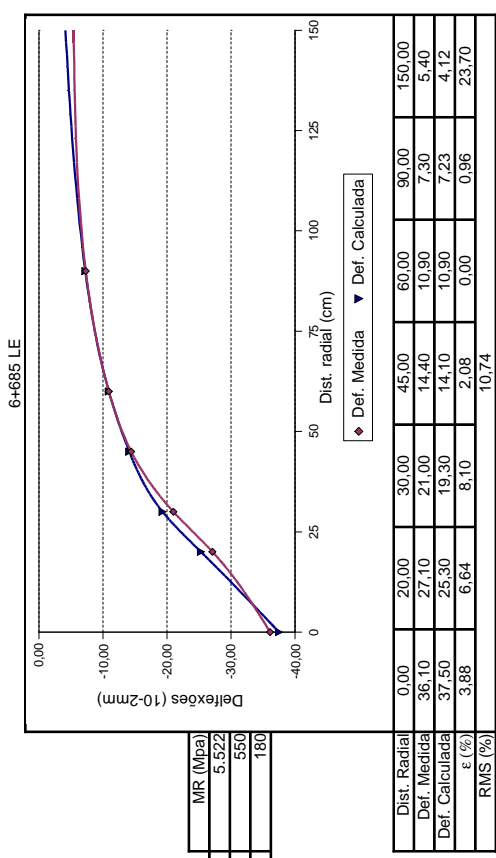
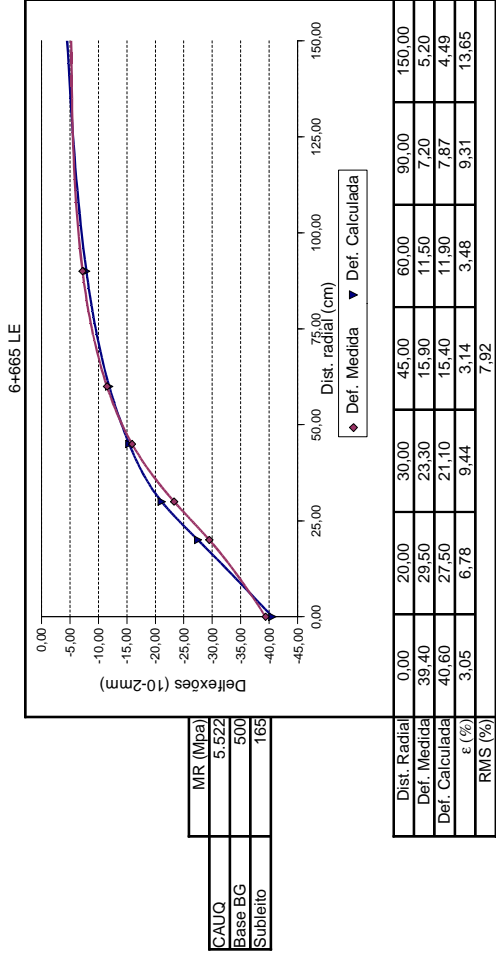
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

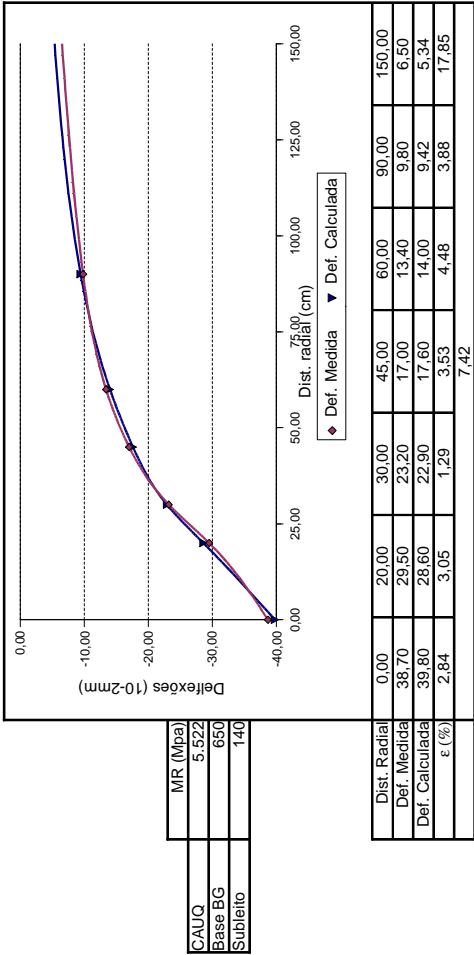


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

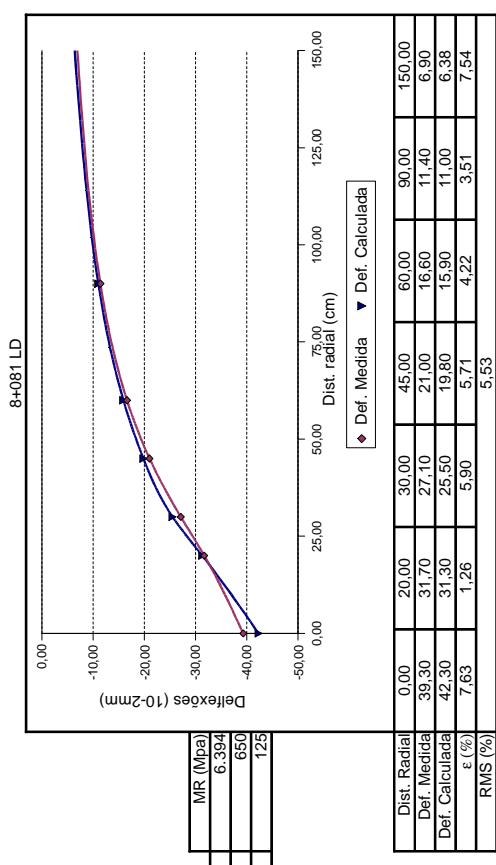
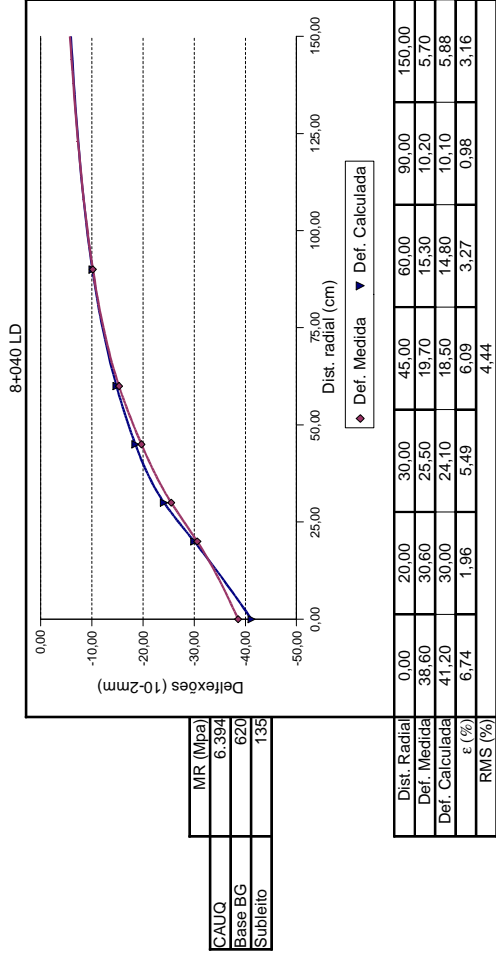
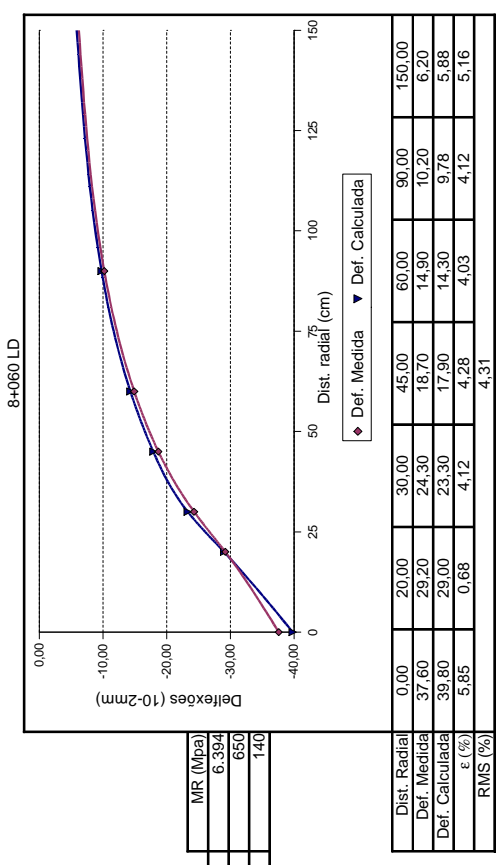
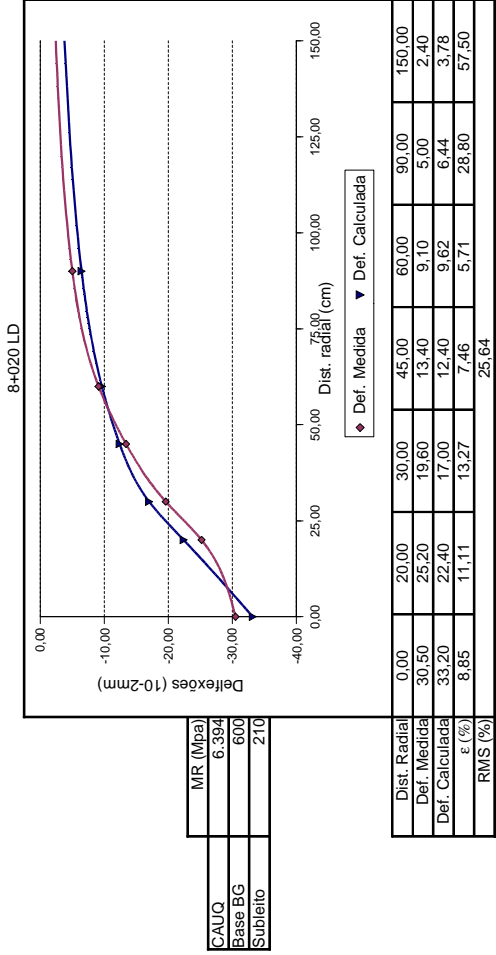
6+705 LE



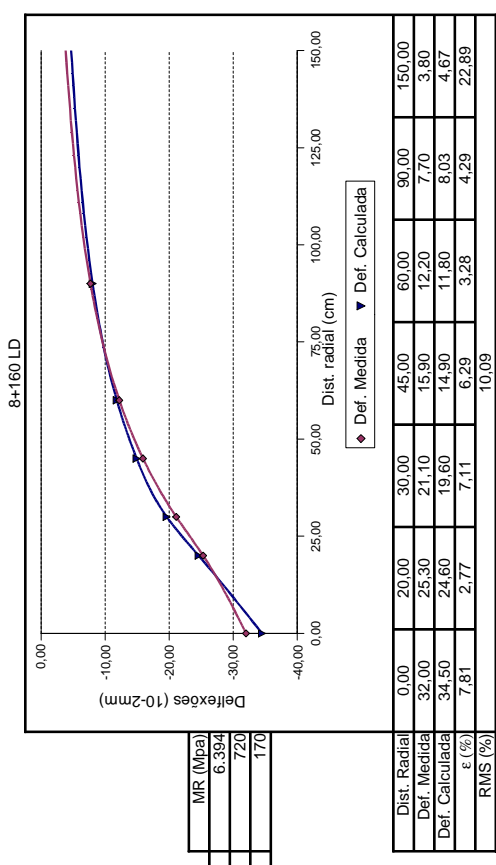
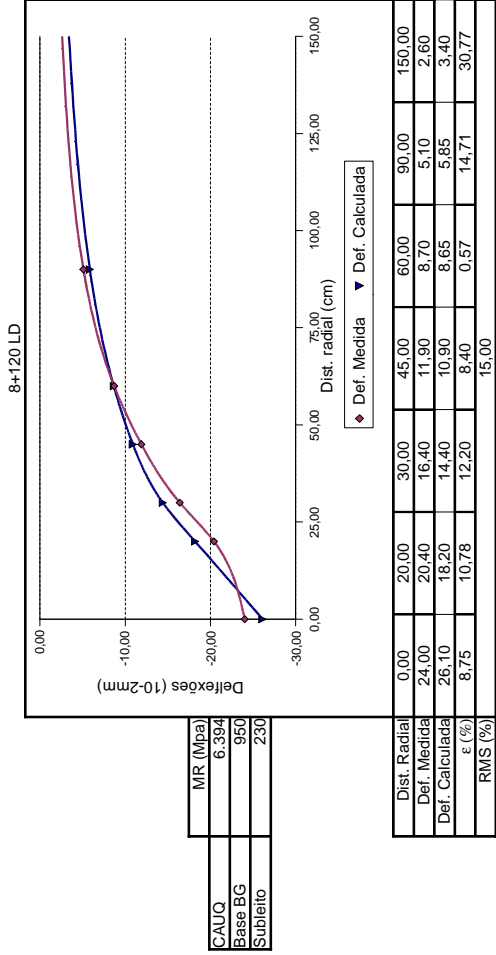
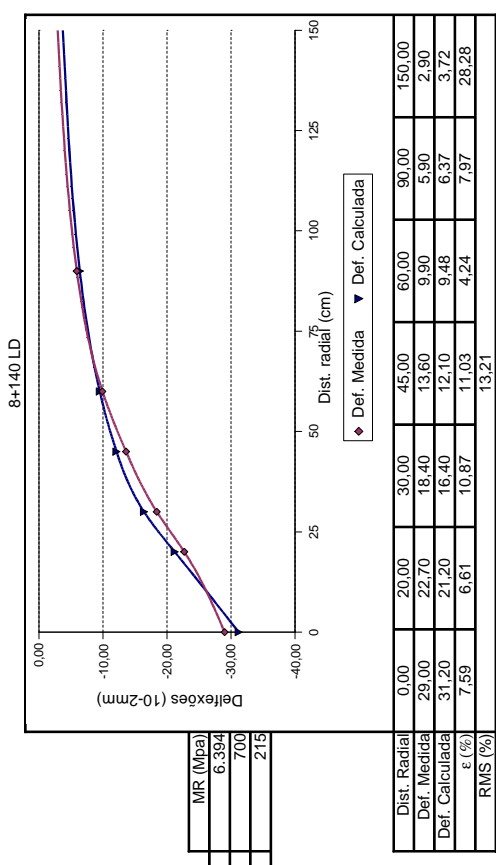
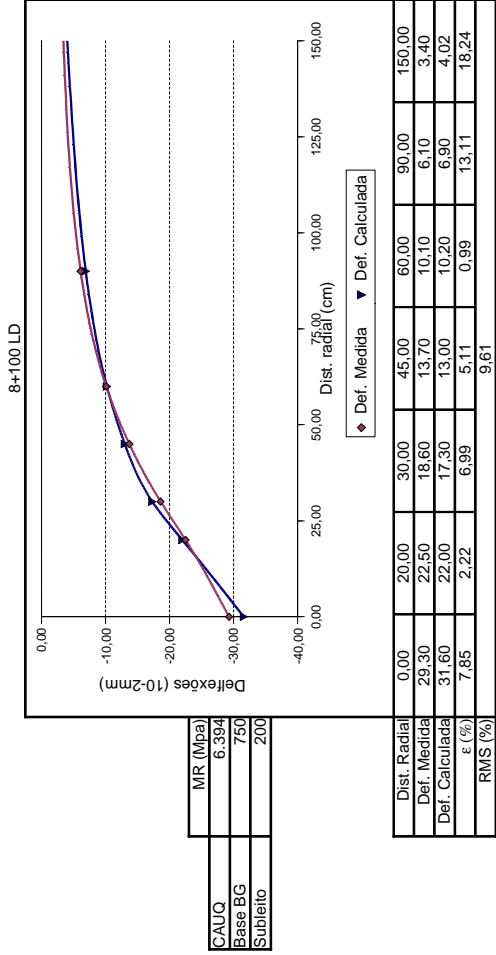
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



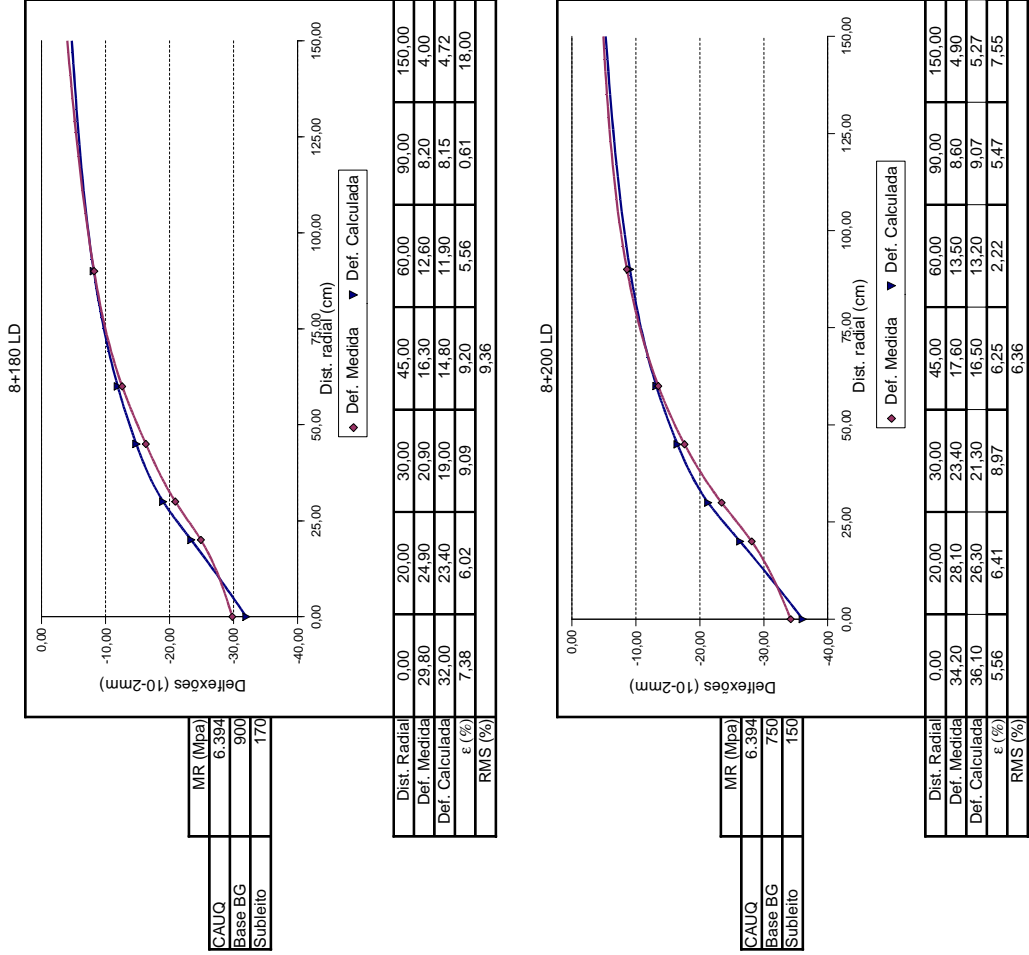
**Resultados da retroanálise – Pista 04**



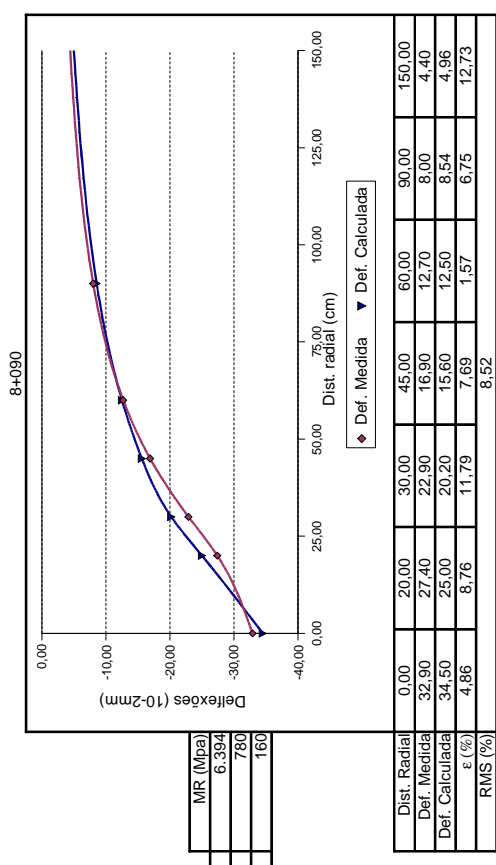
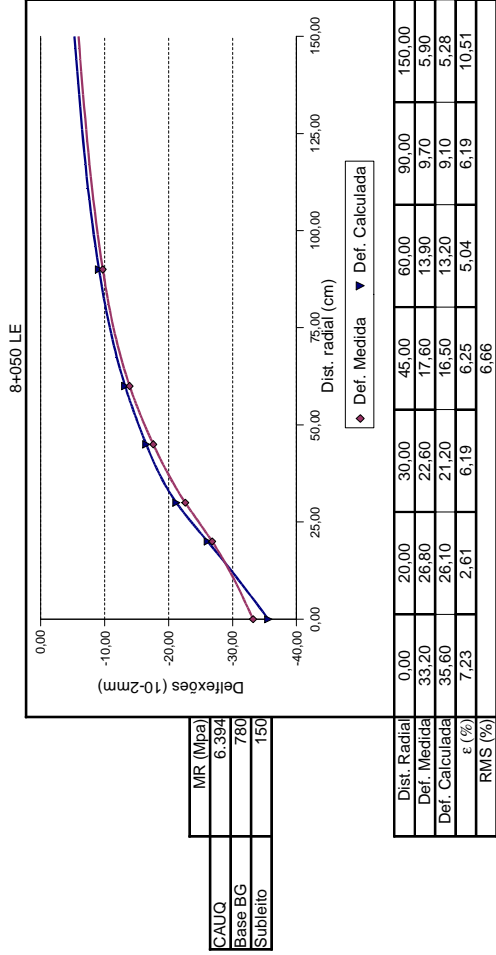
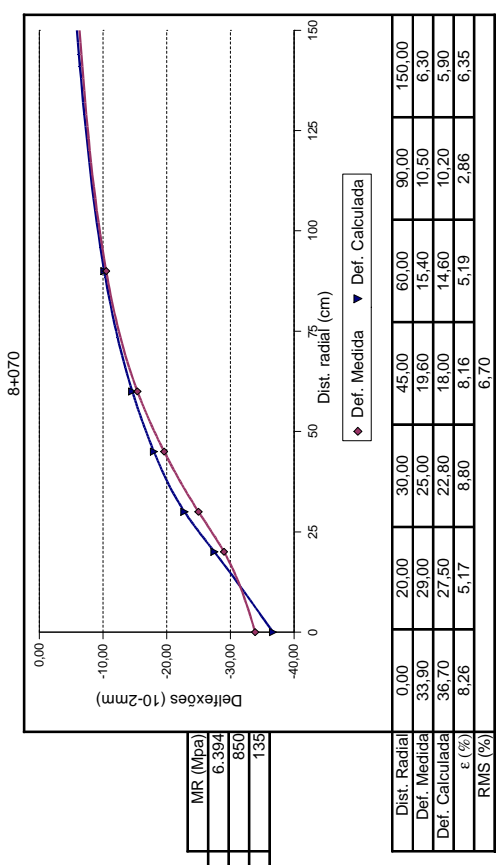
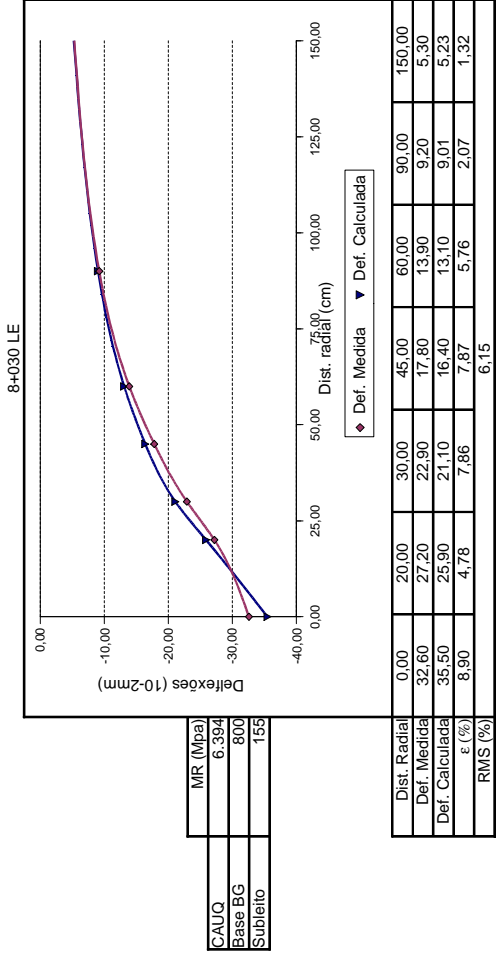
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



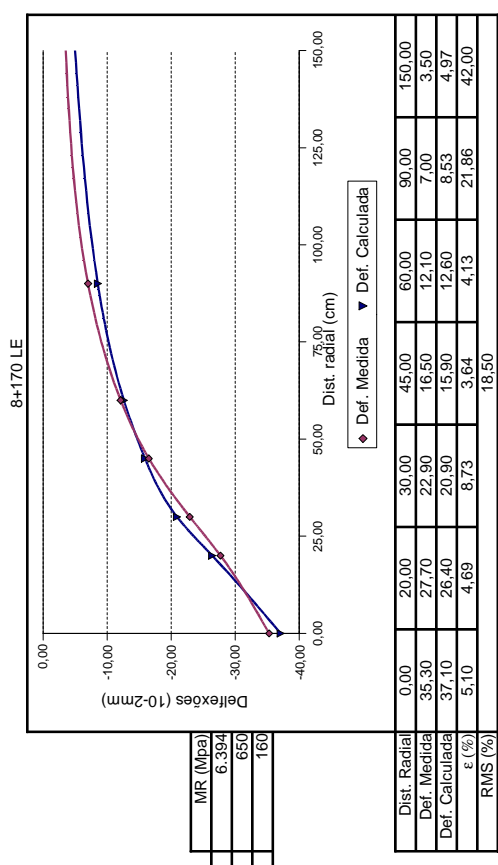
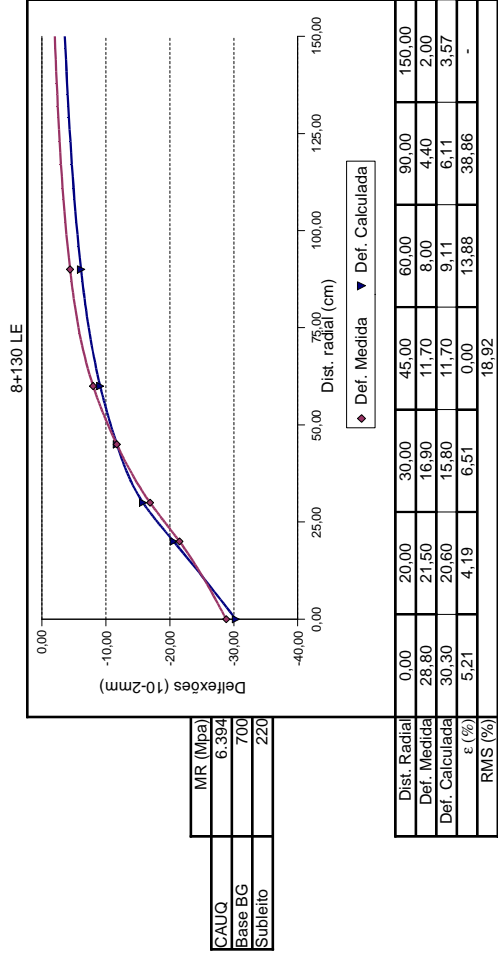
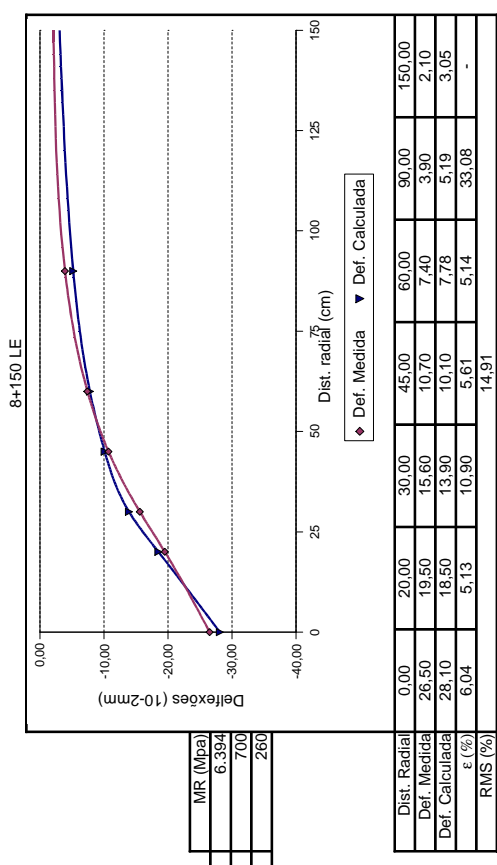
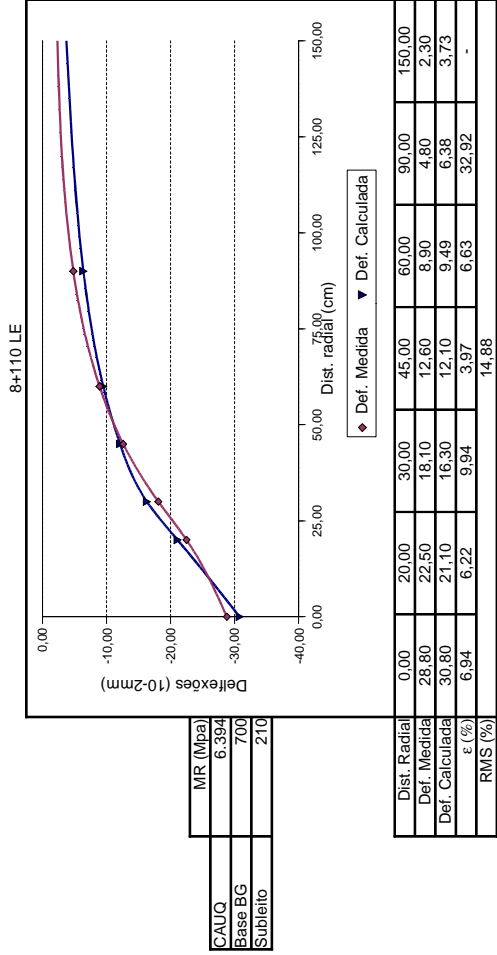
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



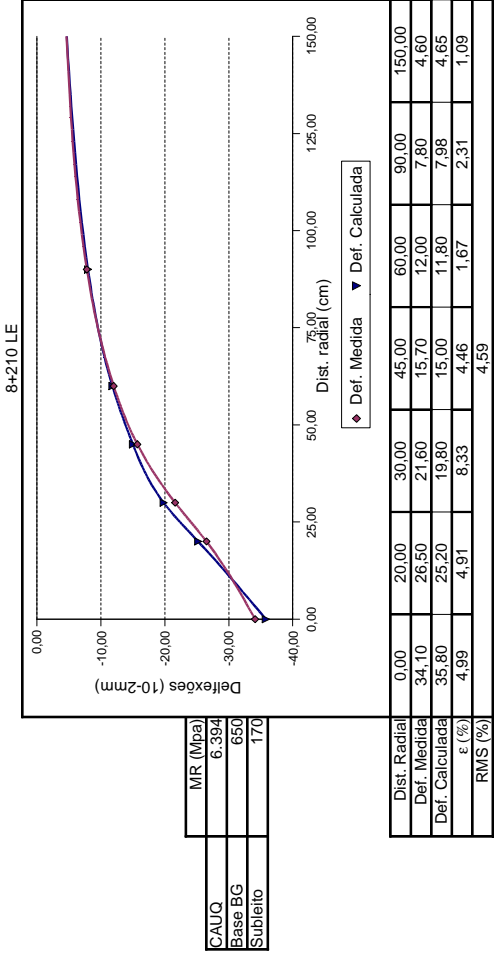
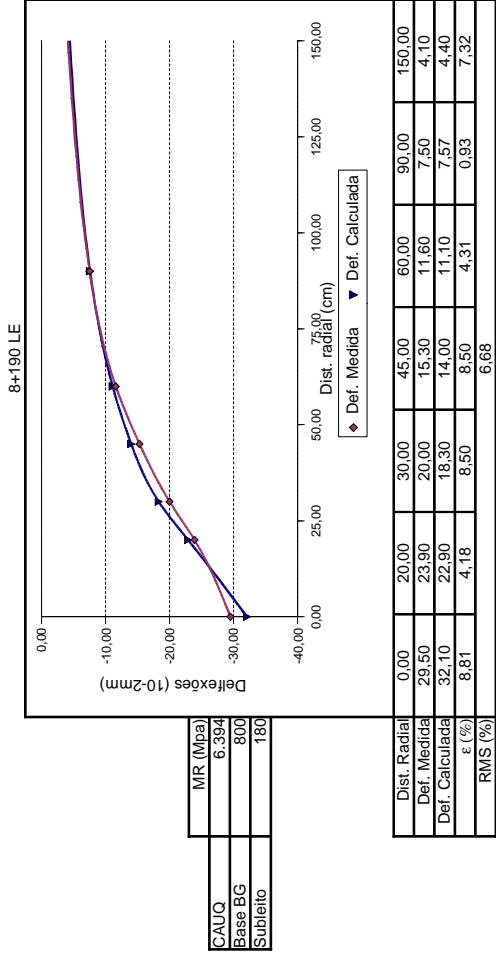
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



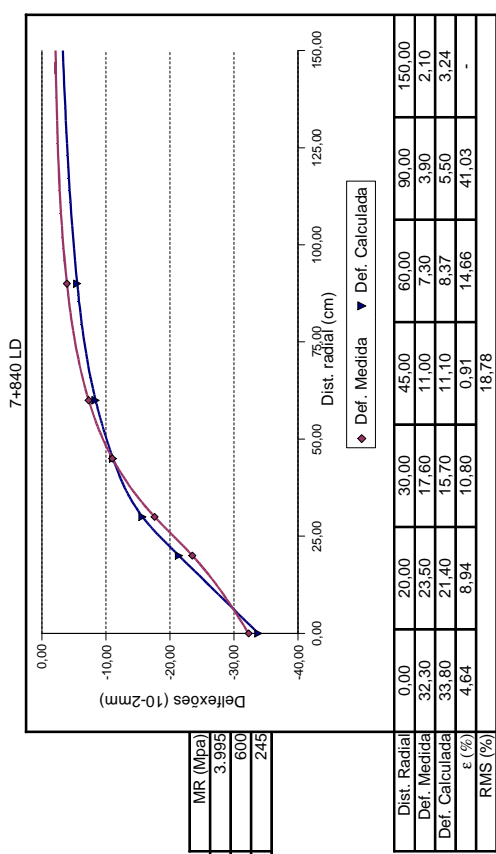
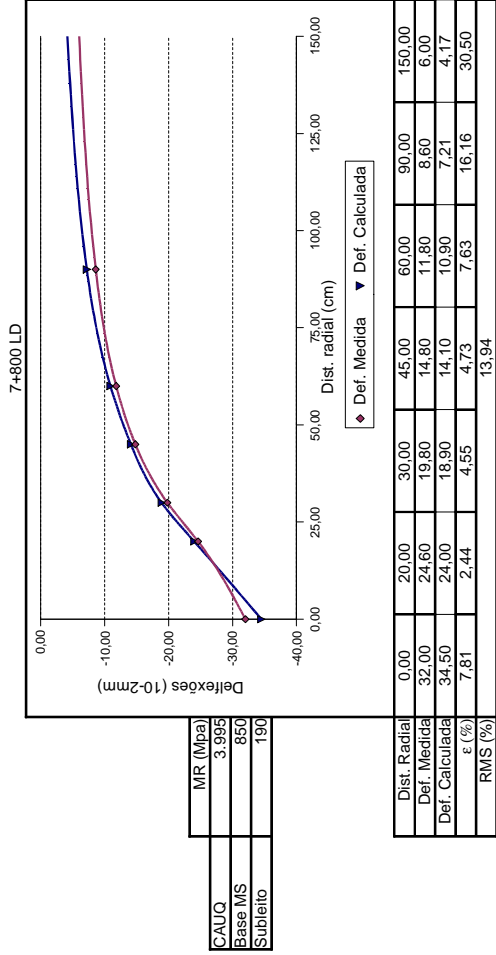
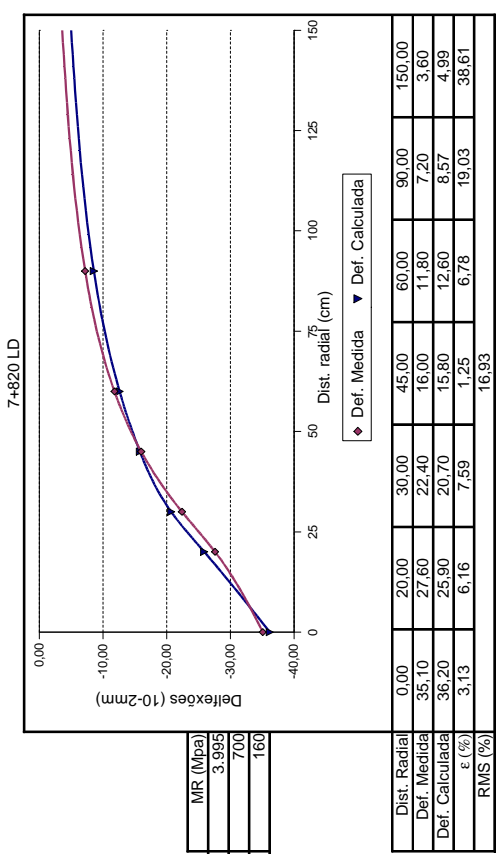
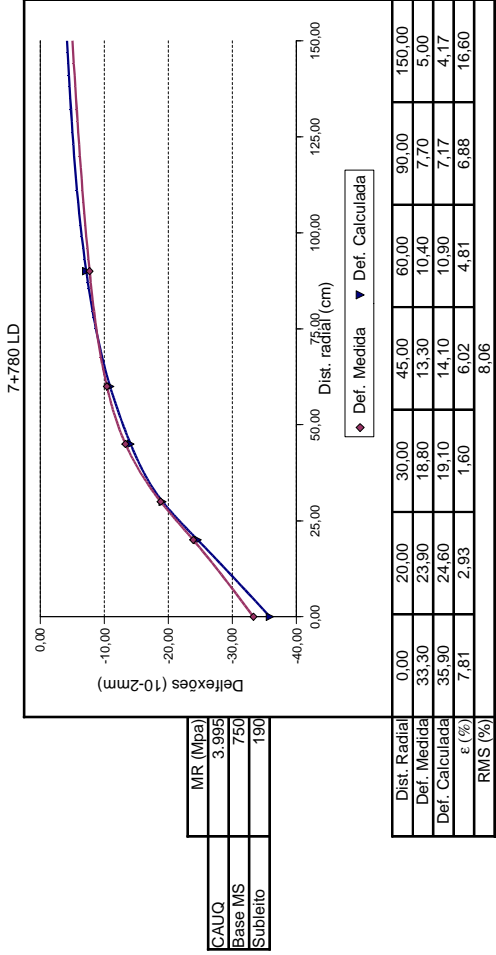
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



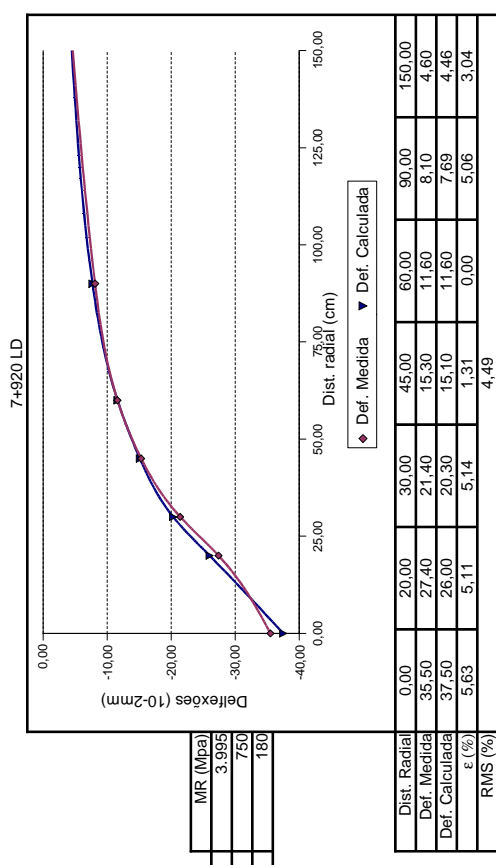
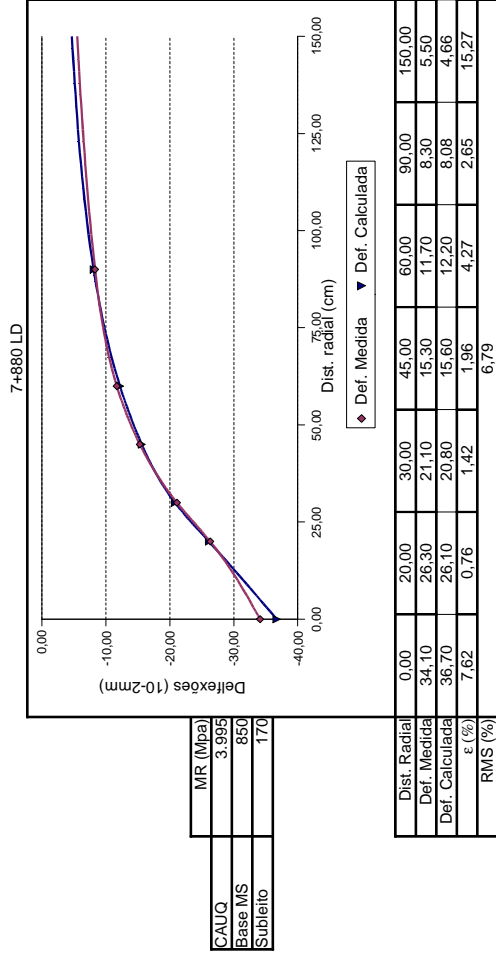
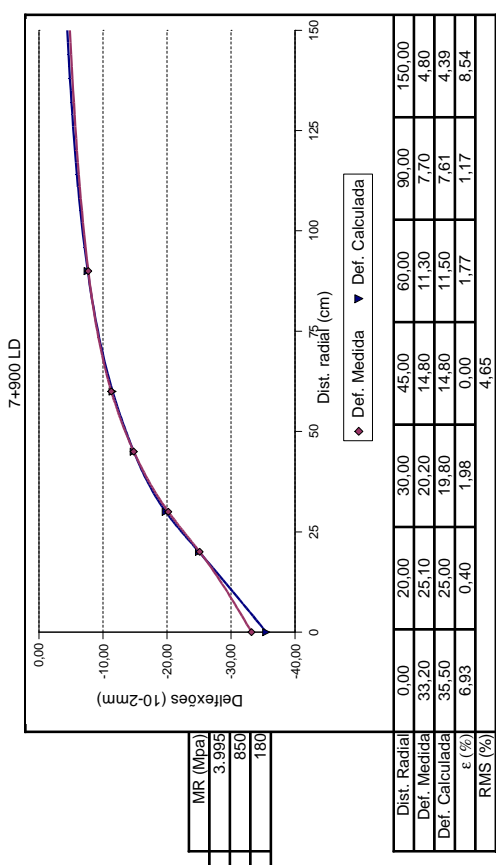
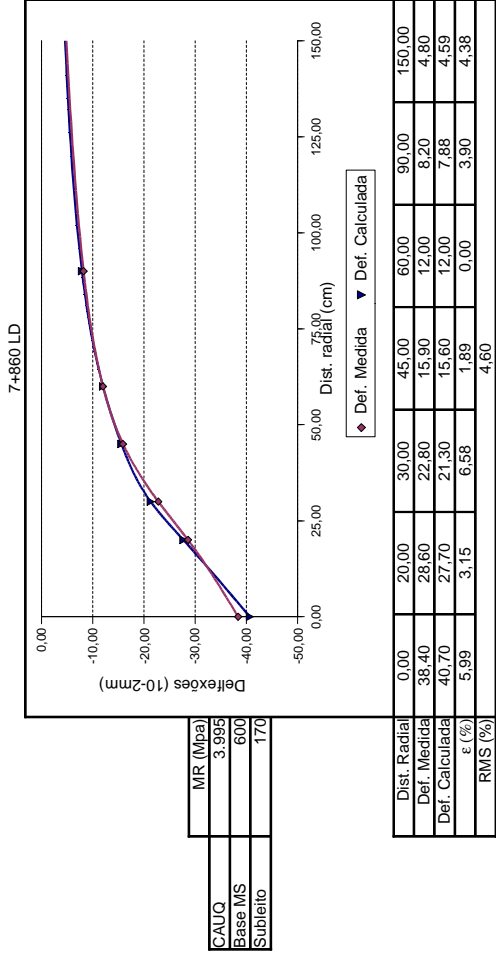
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

**Resultados da retroanálise – Pista 05**

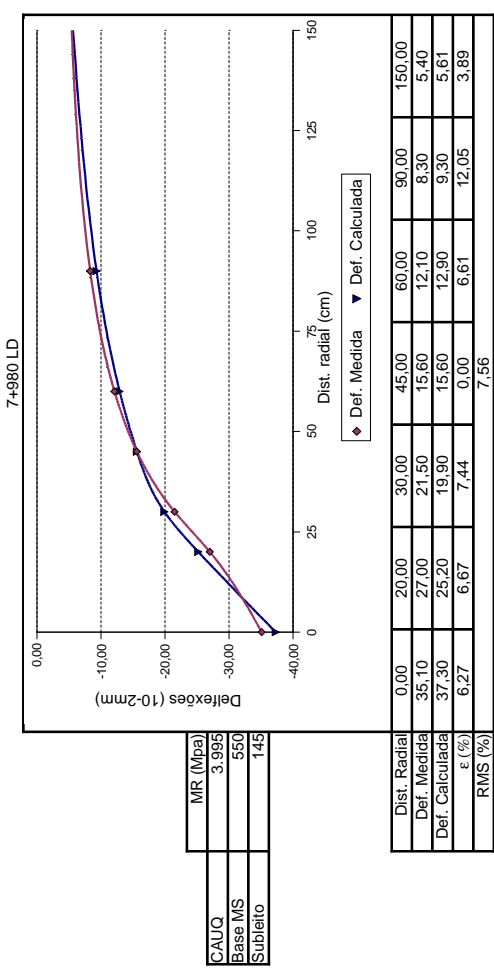
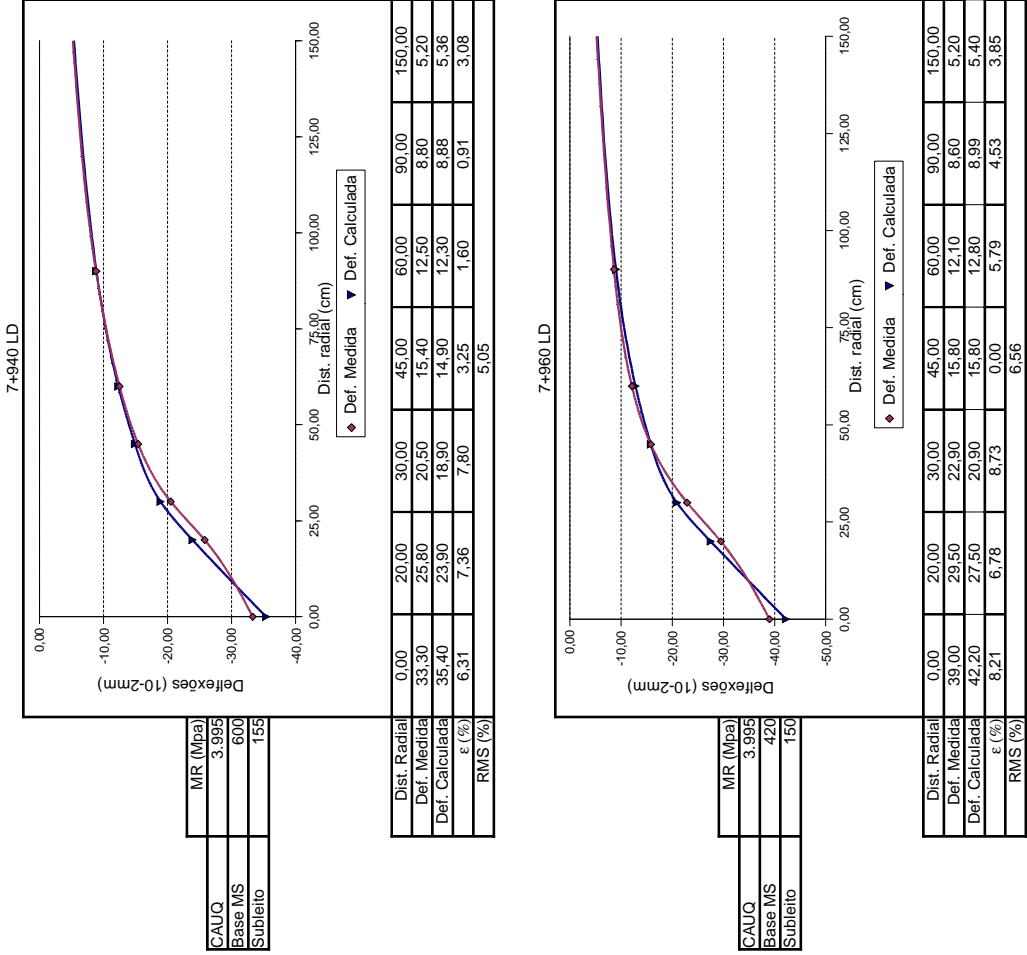




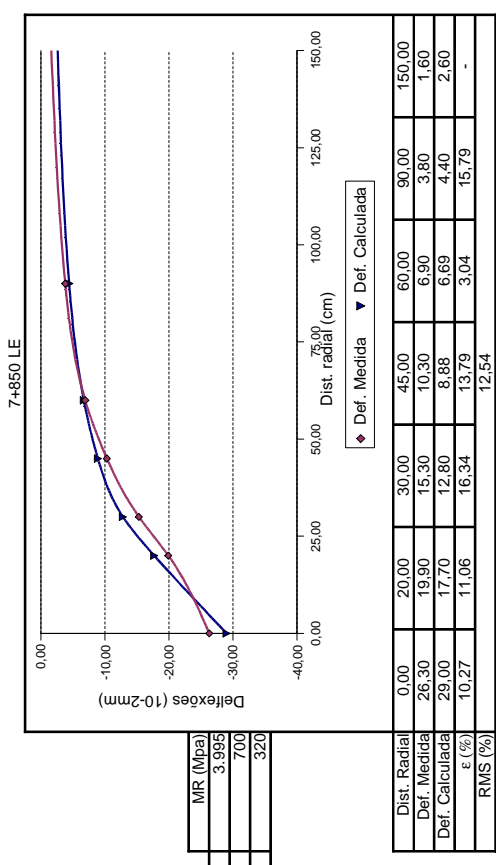
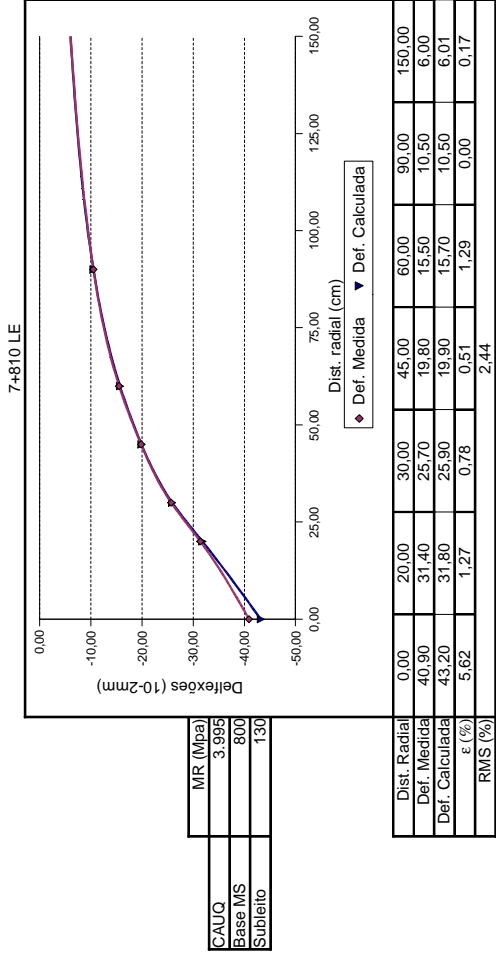
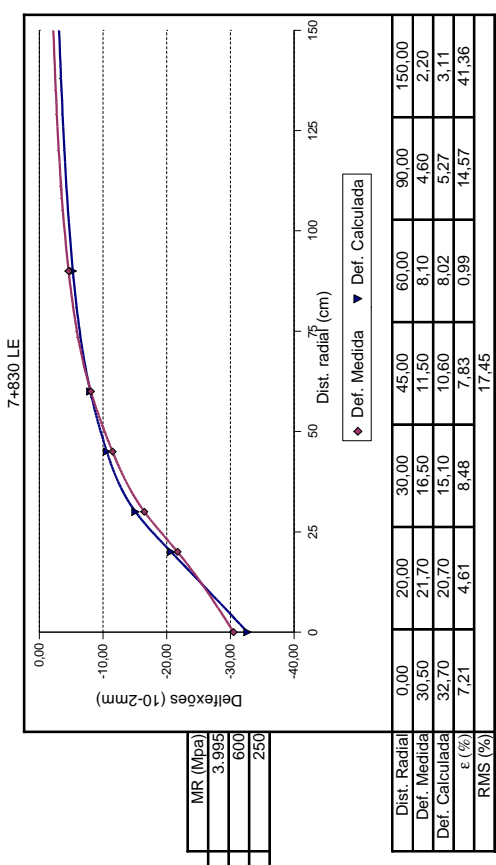
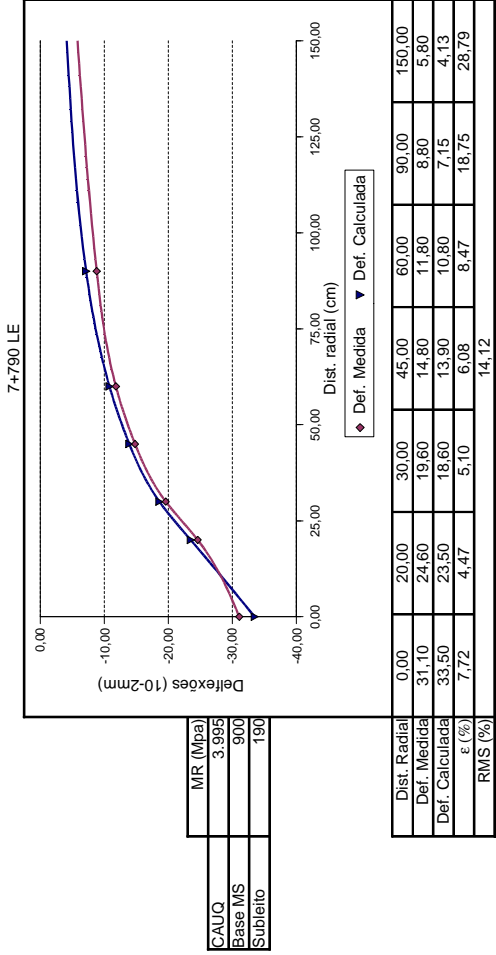
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



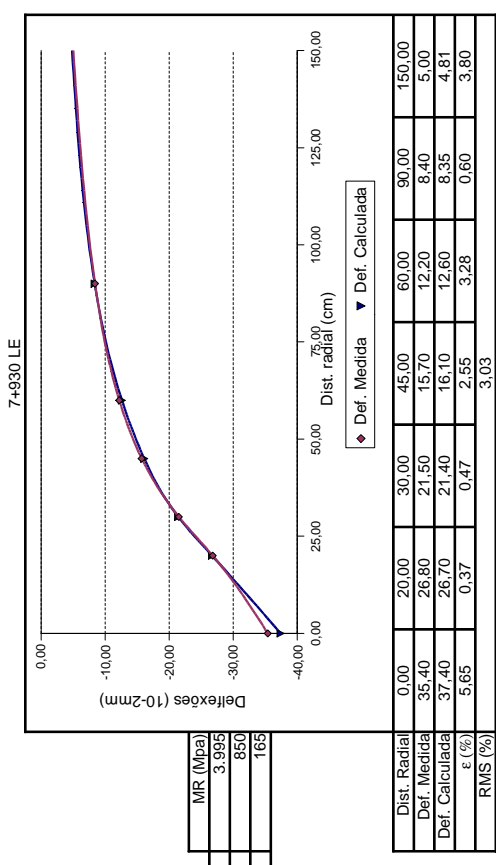
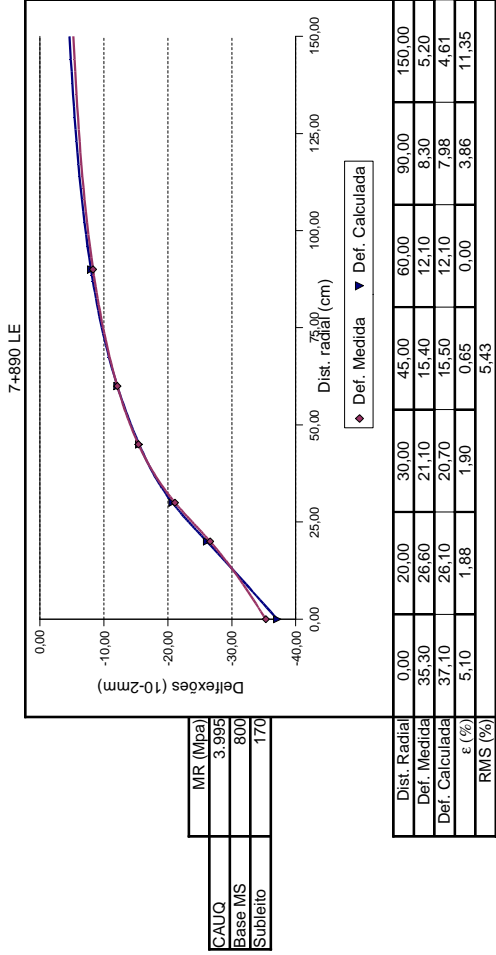
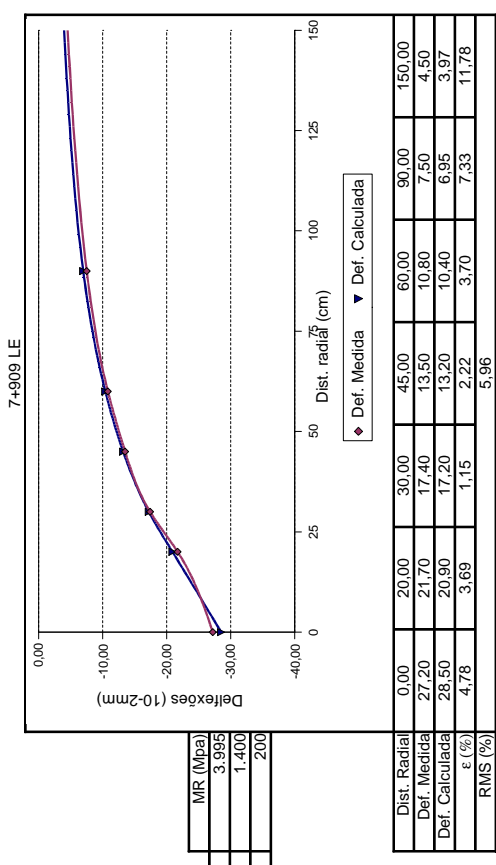
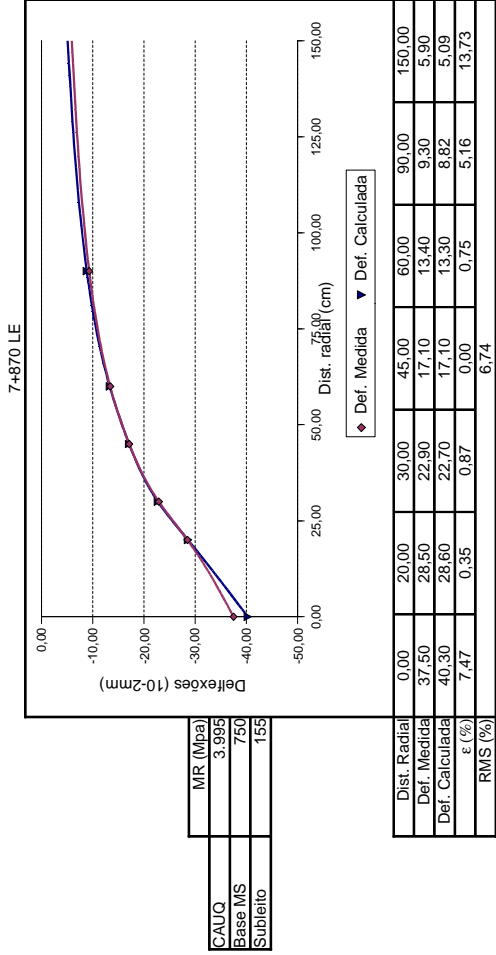
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



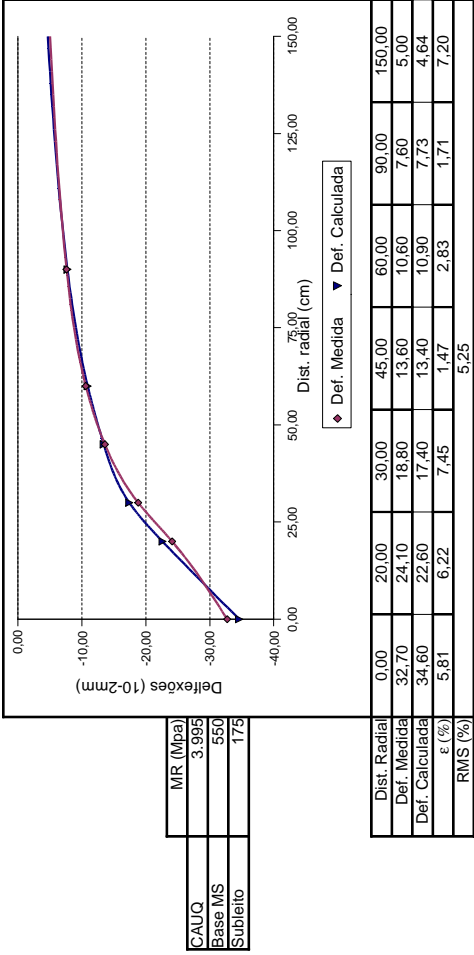
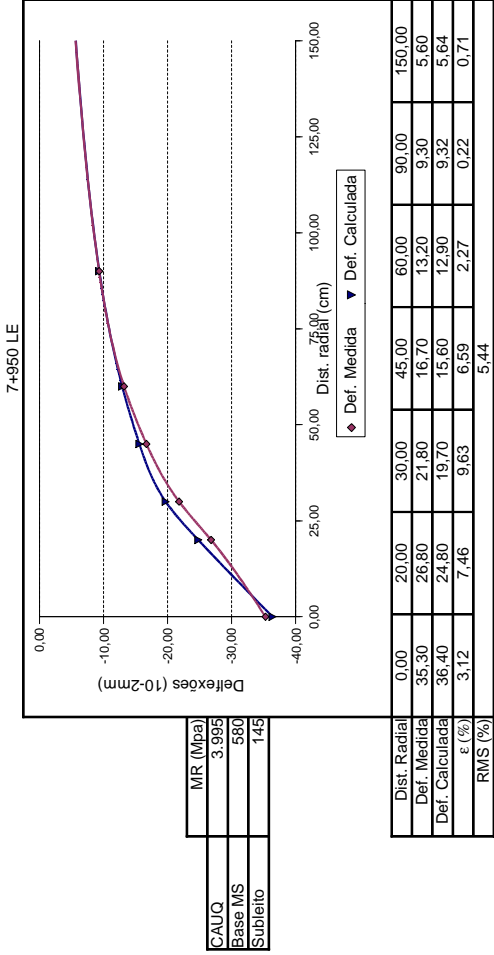
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

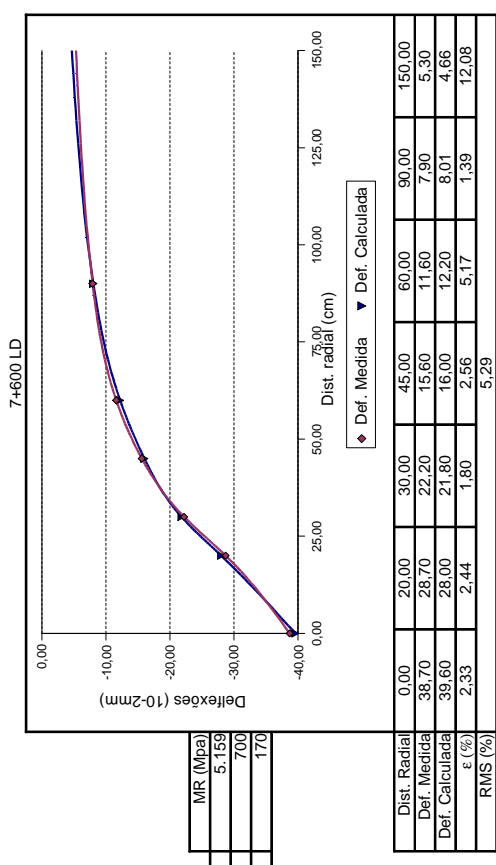
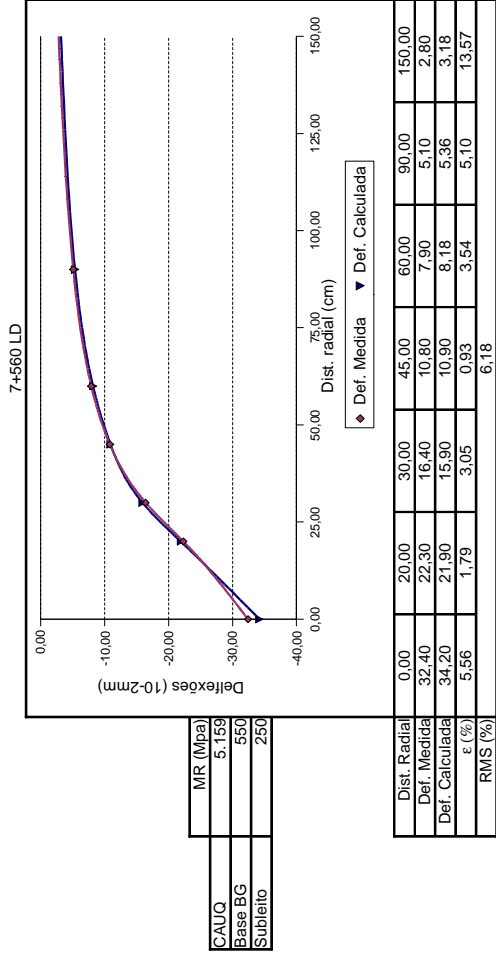
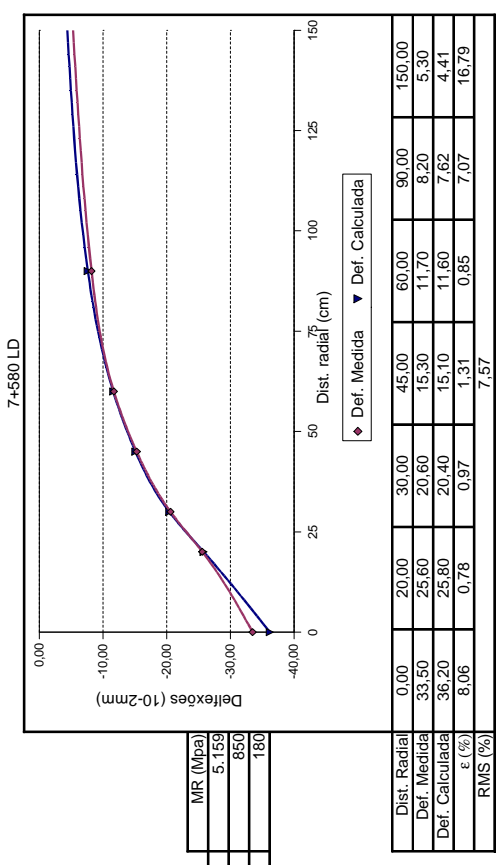
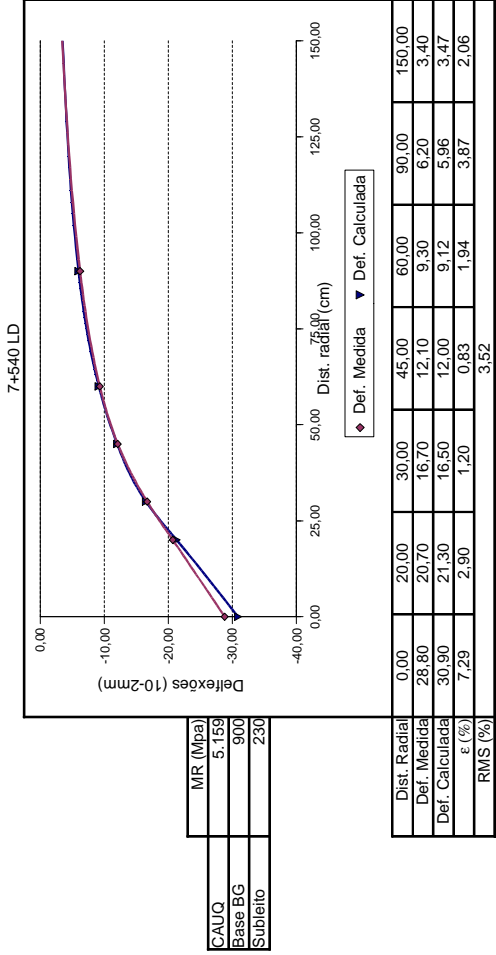


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



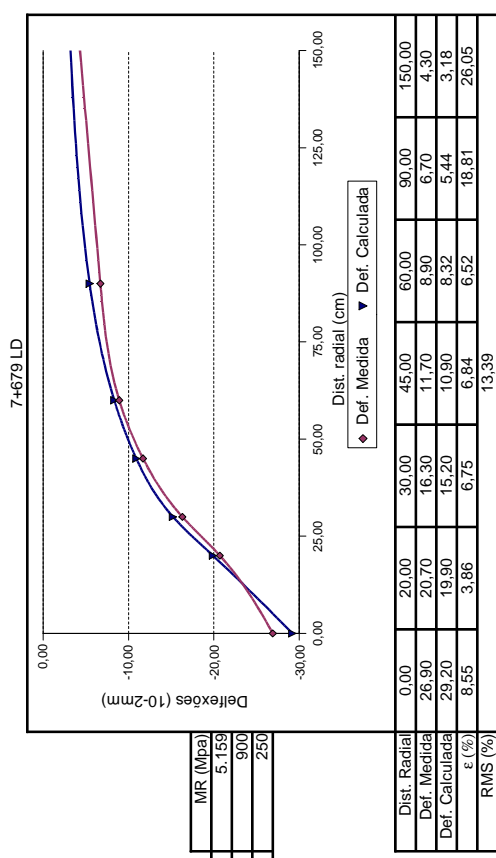
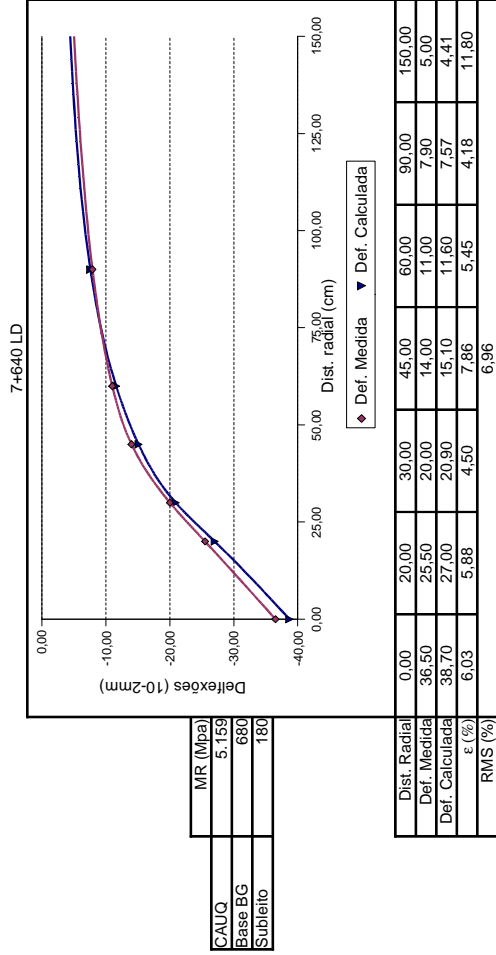
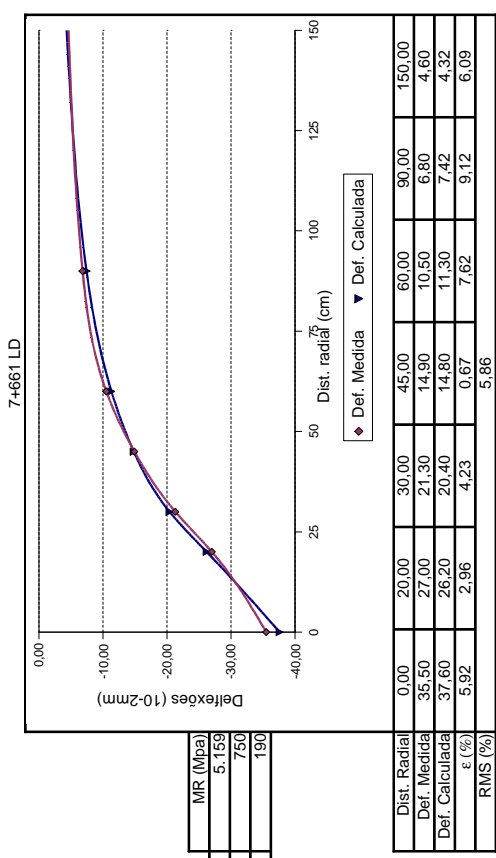
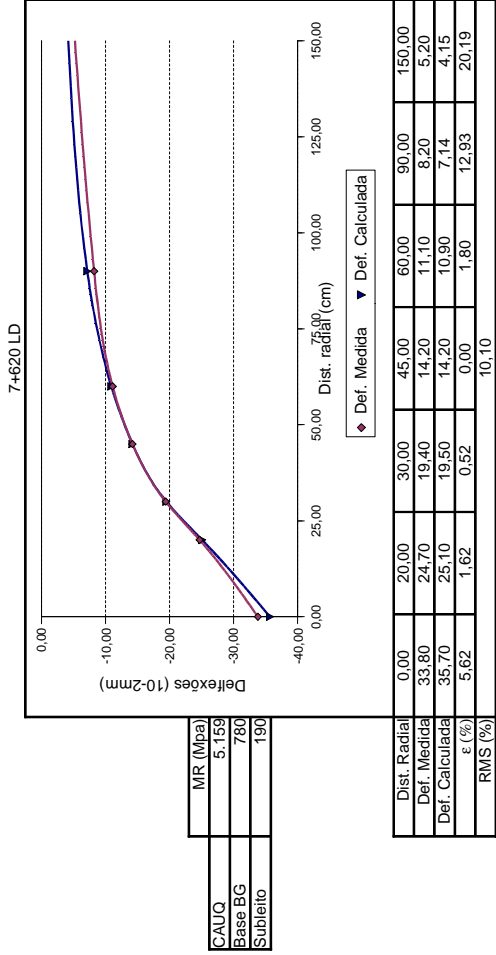
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

**Resultados da retroanálise – Pista 06**

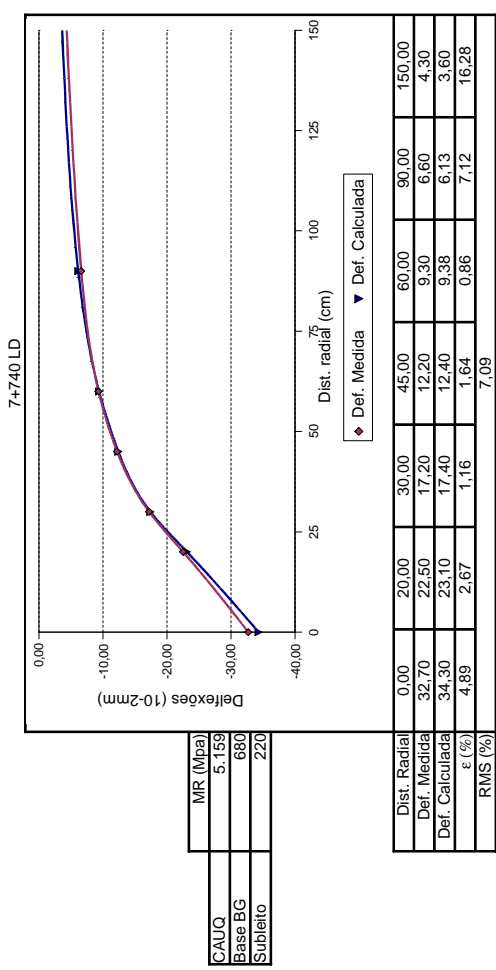
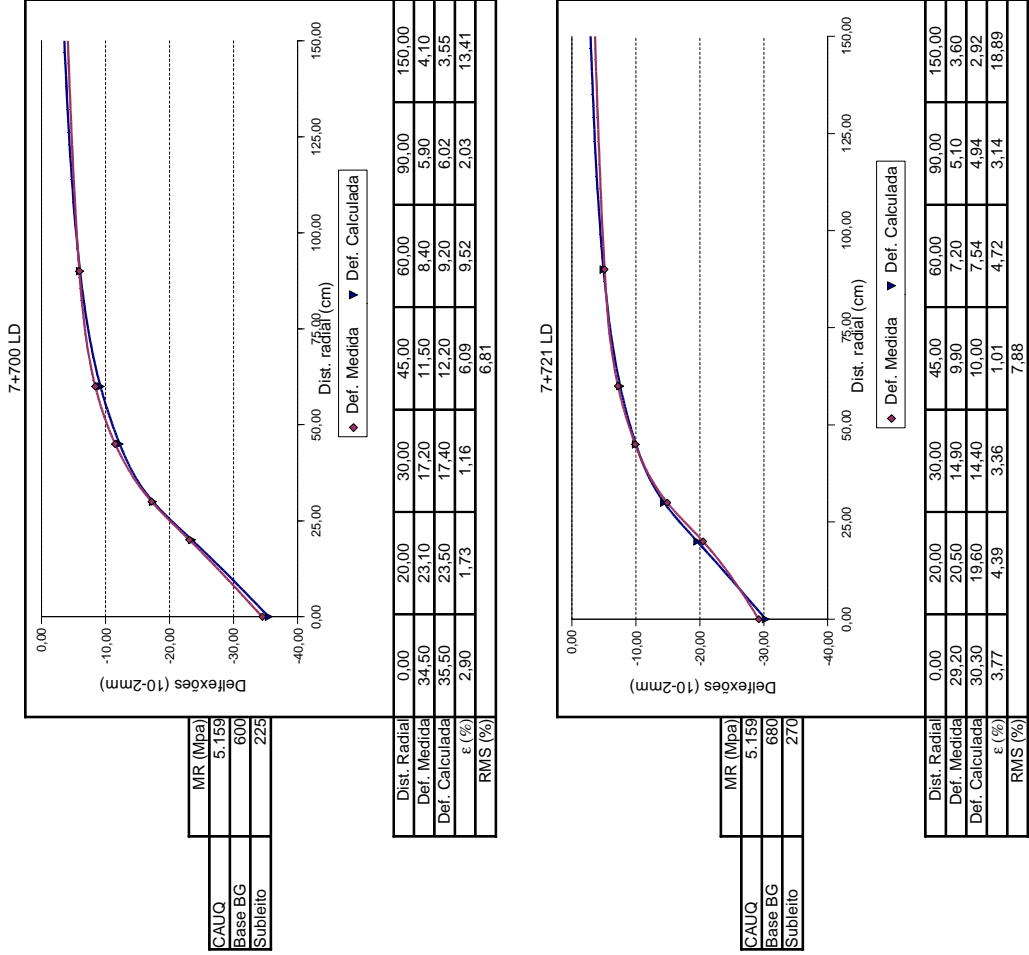


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

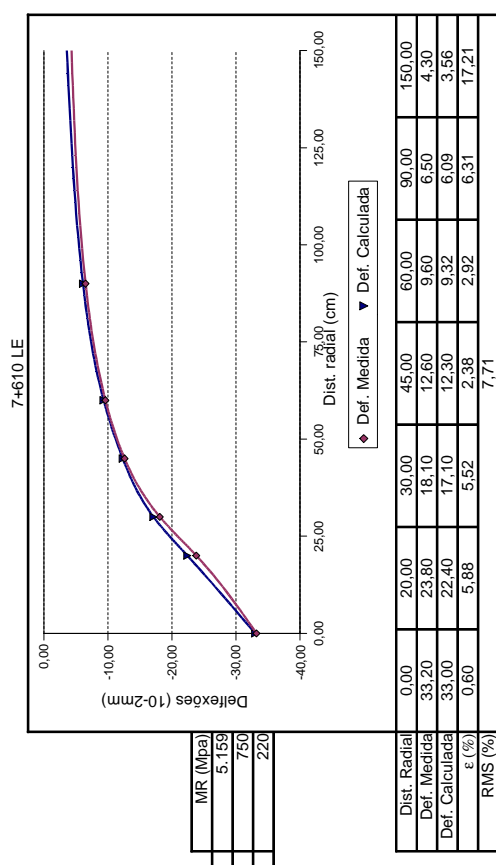
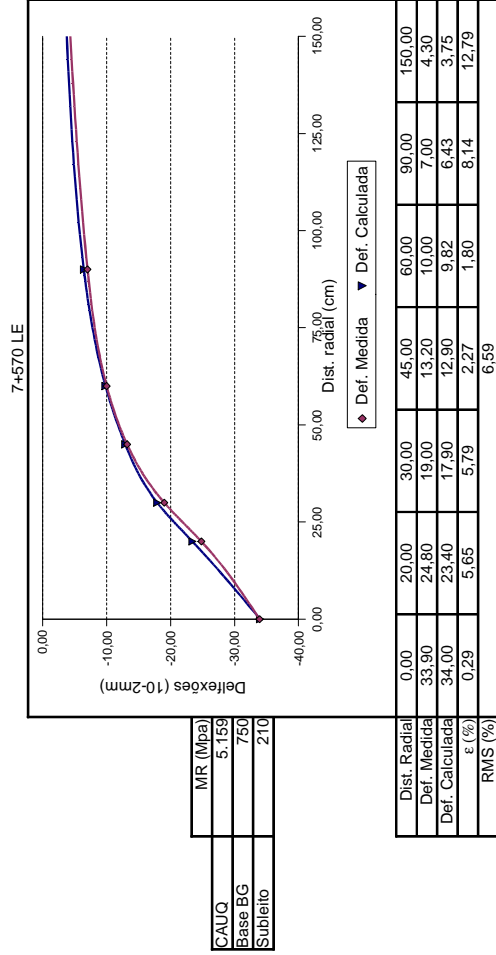
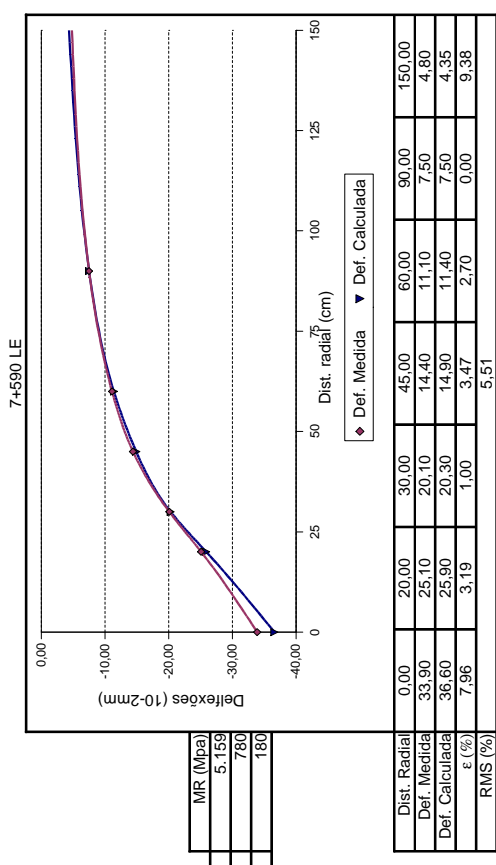
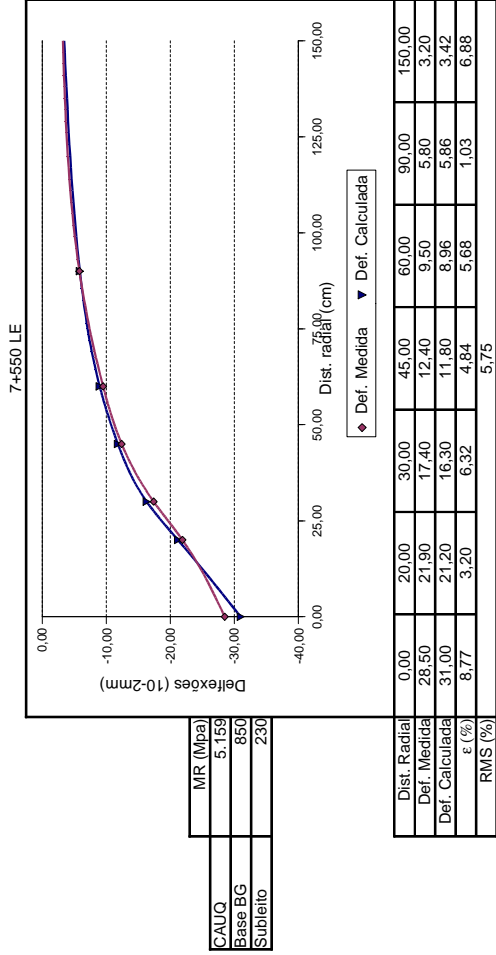




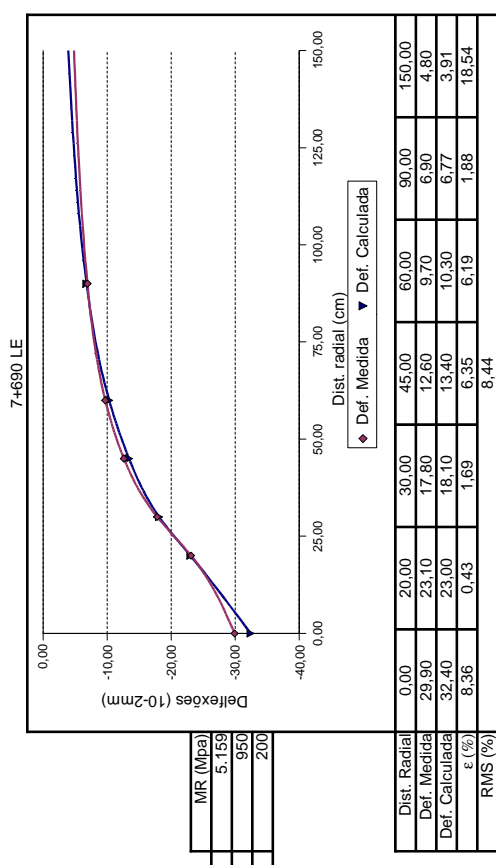
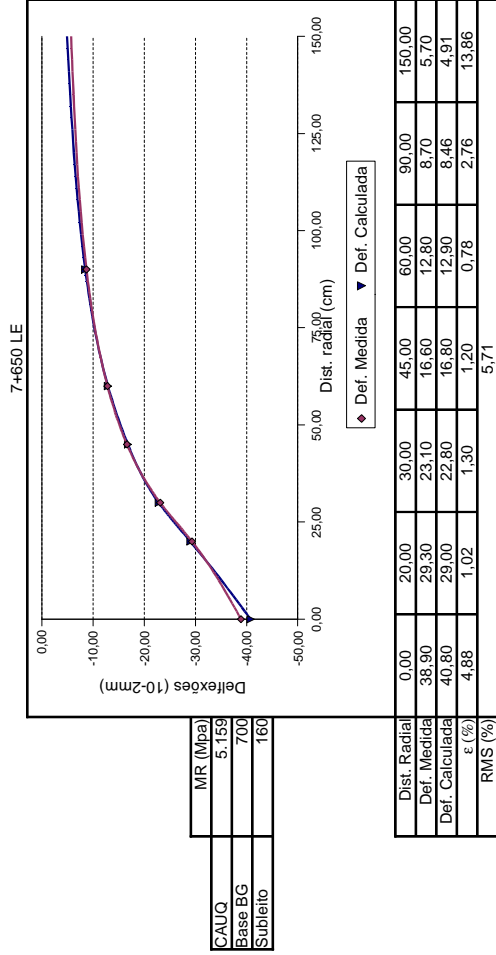
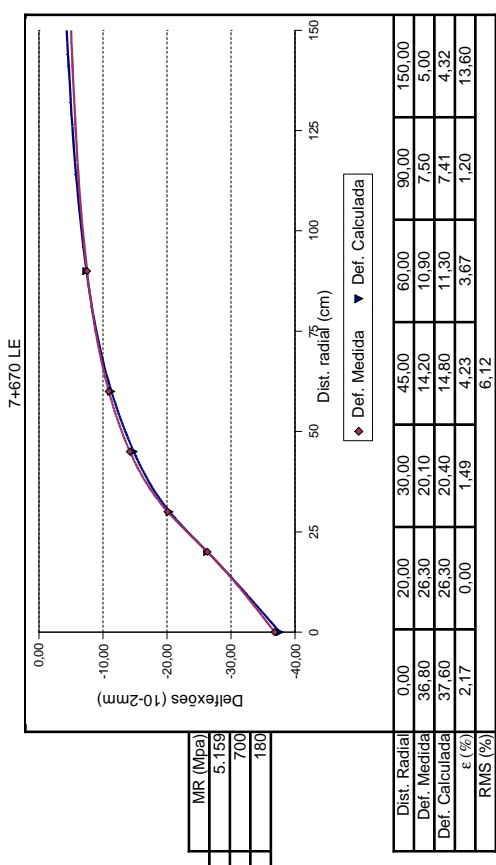
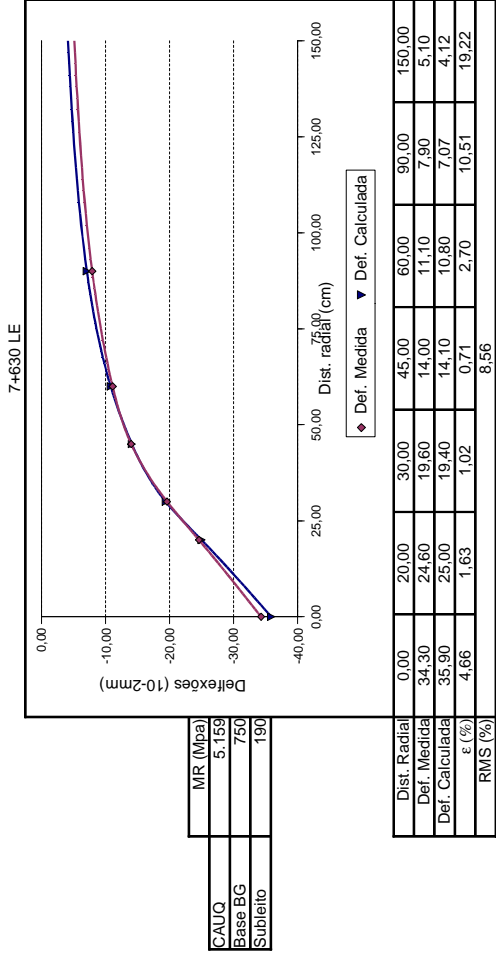
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



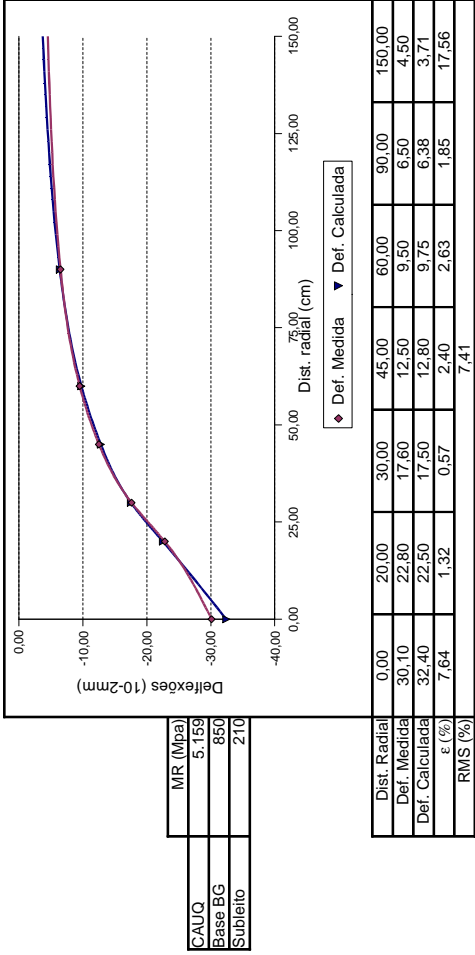
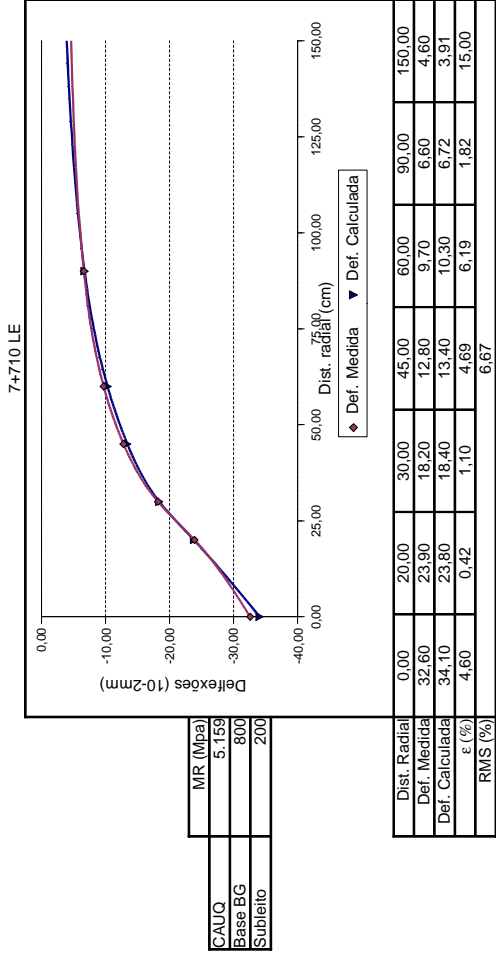
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

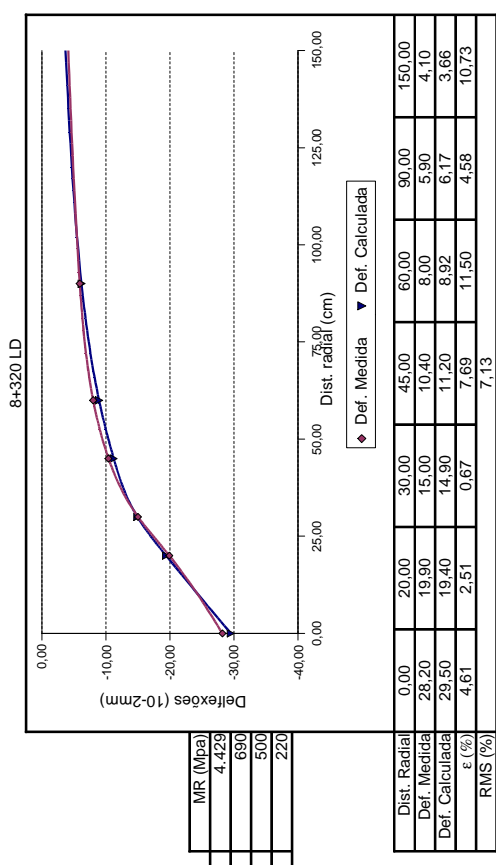
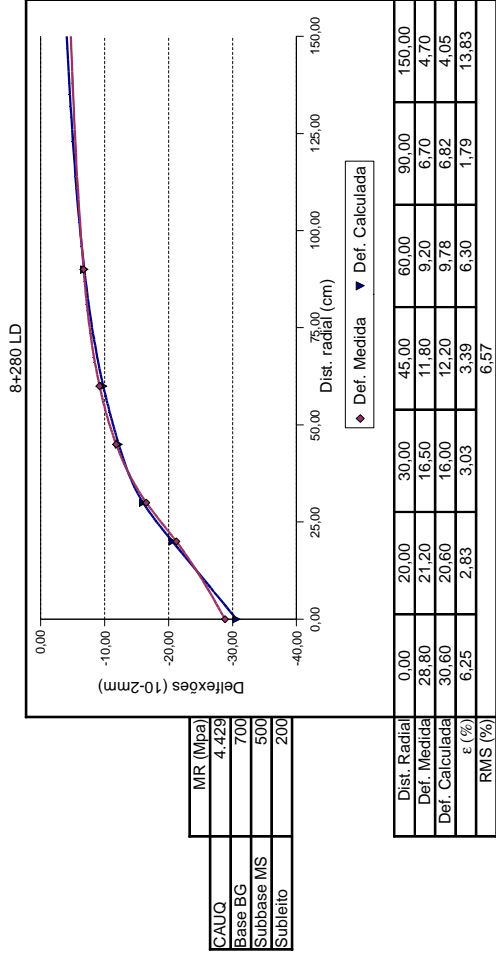
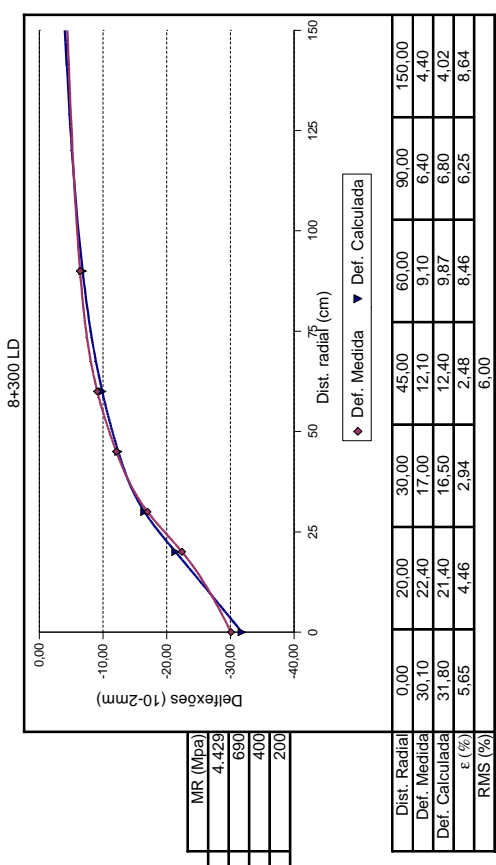
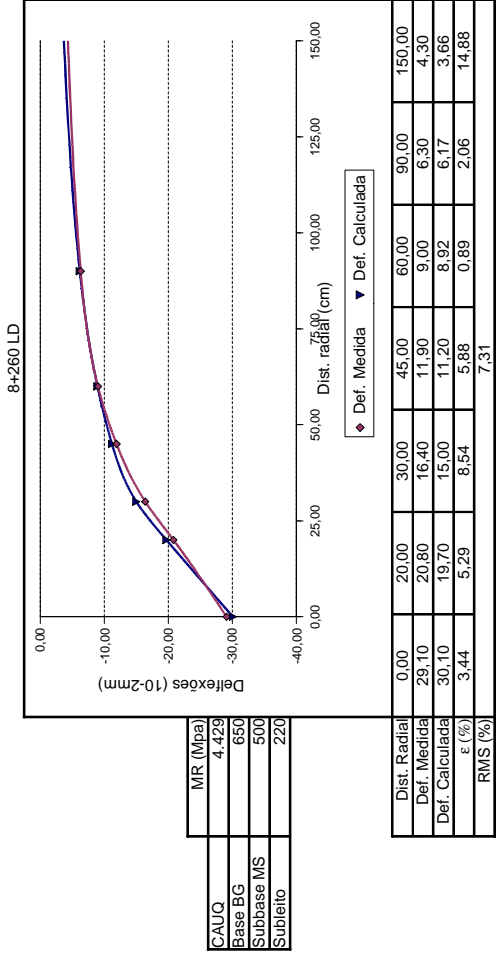


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

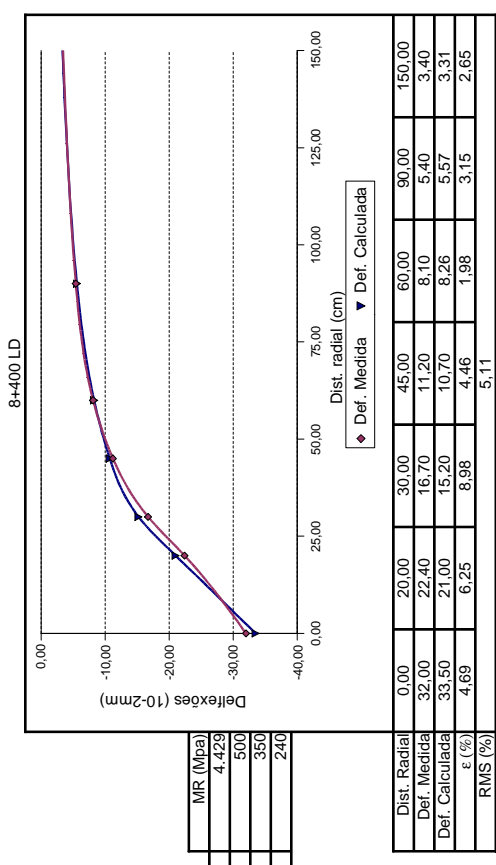
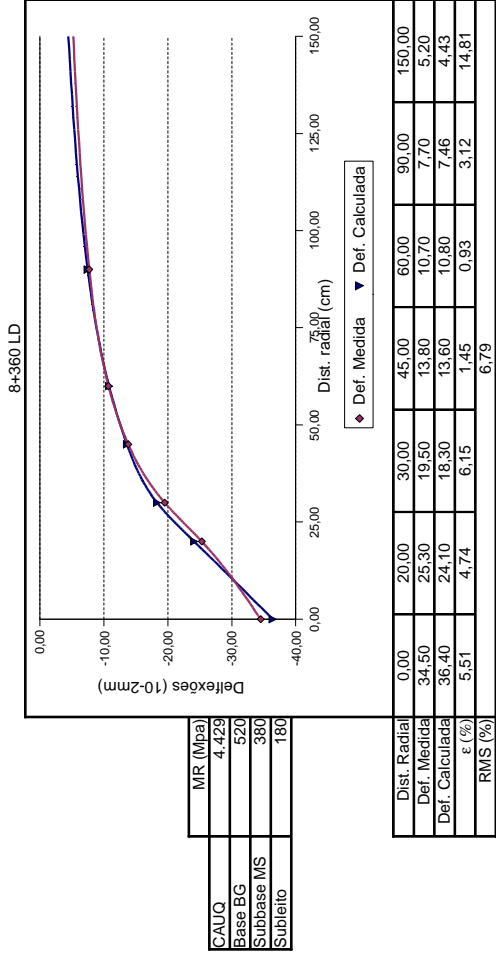
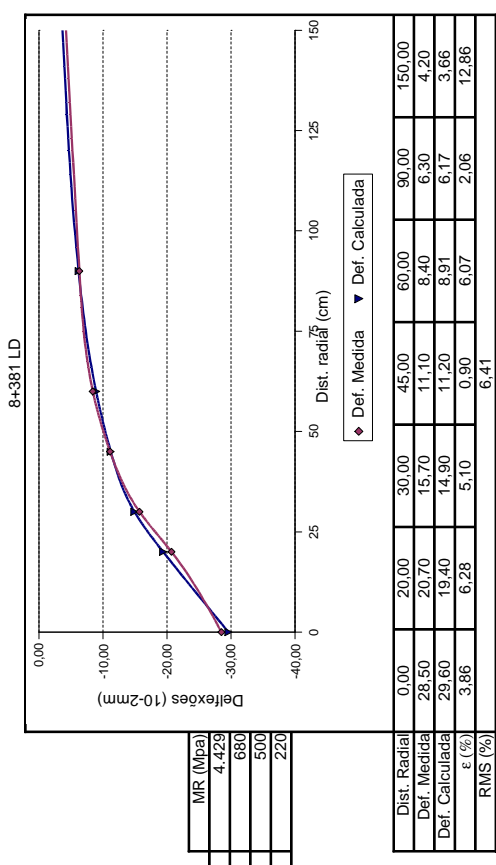
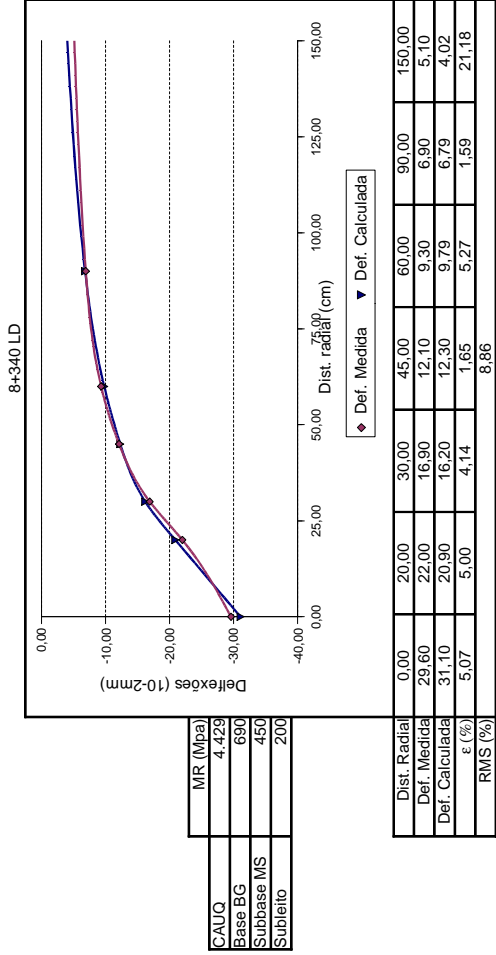


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

**Resultados da retroanálise – Pista 07**

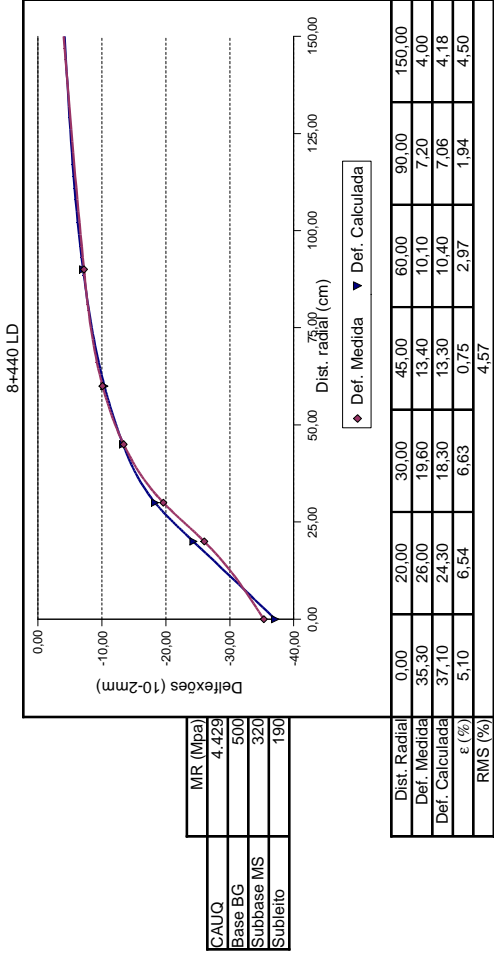
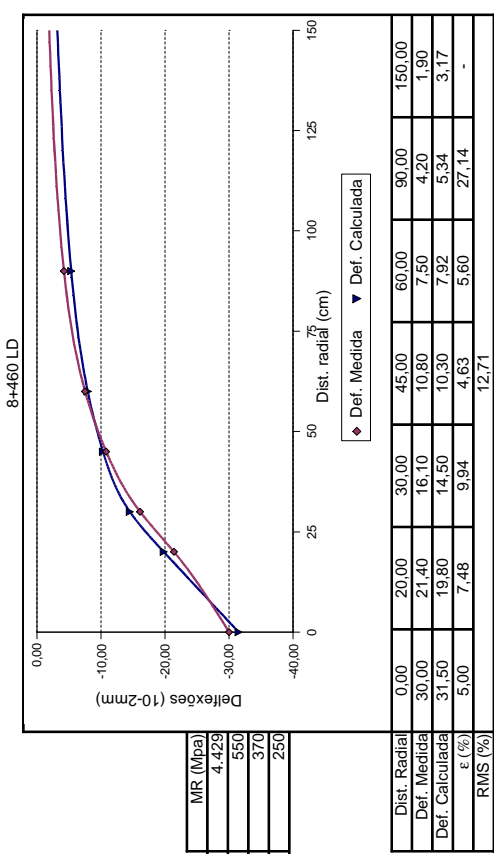
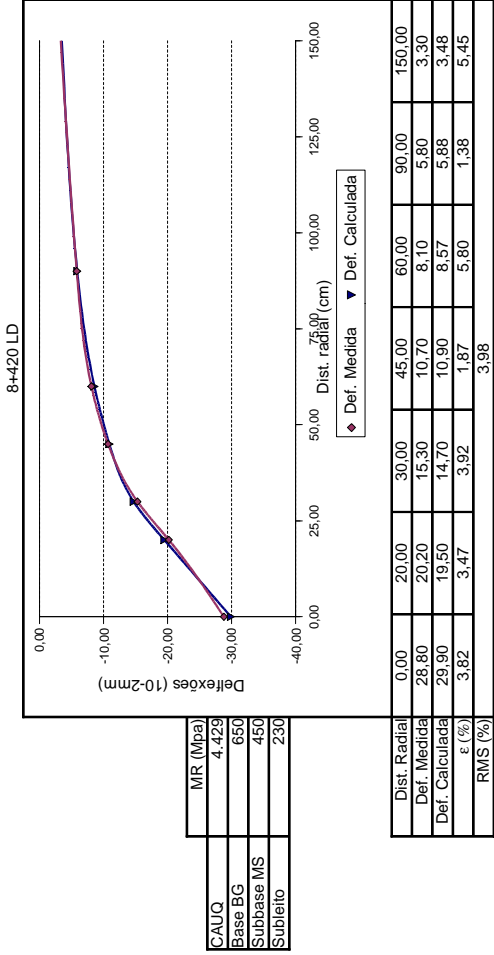


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

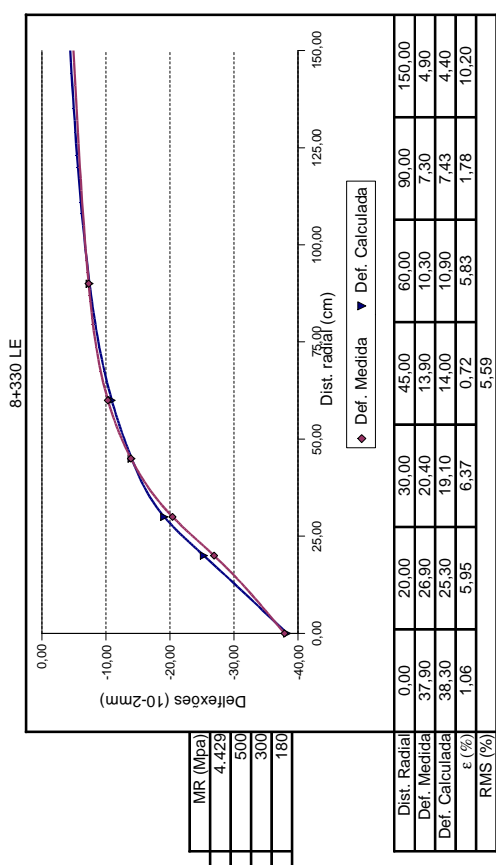
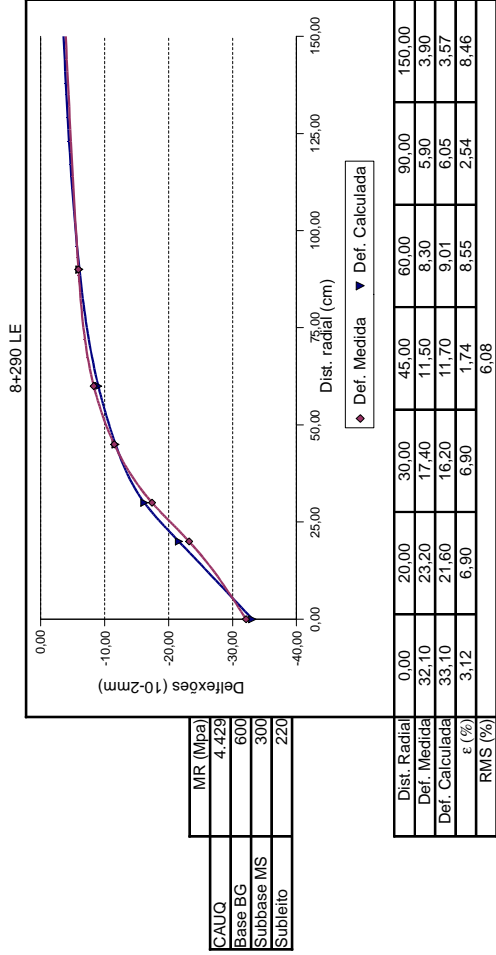
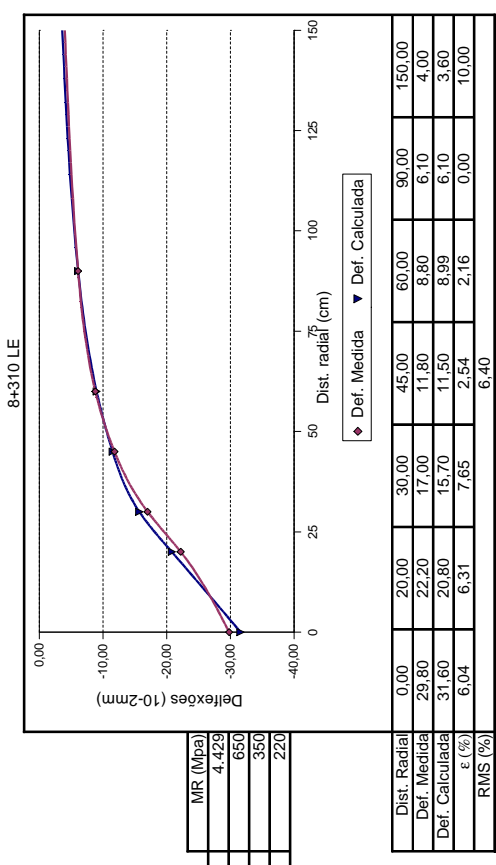
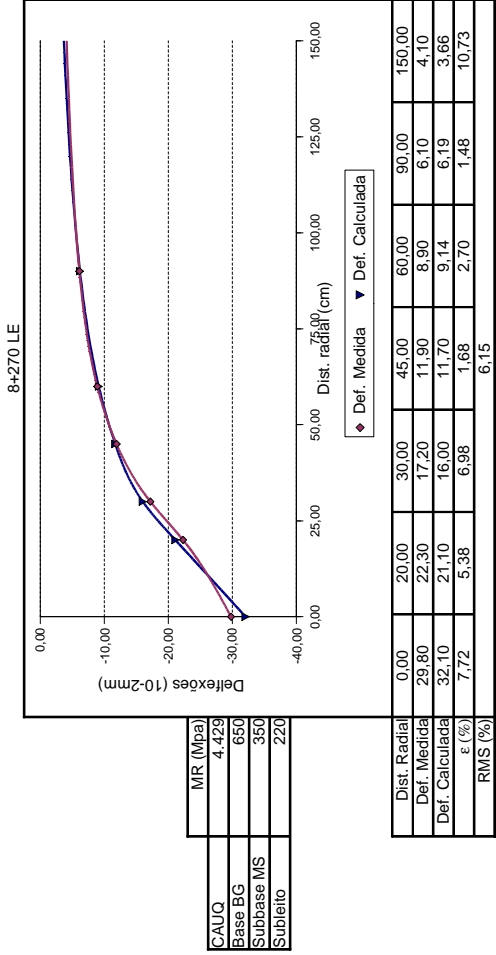


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

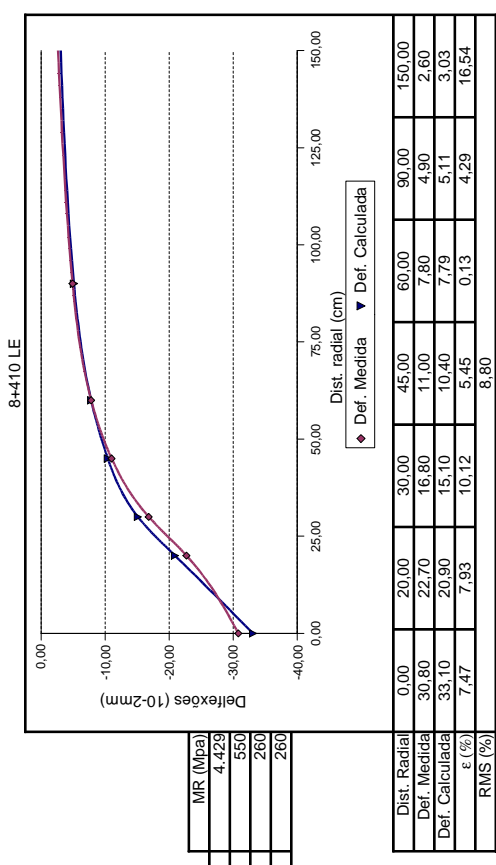
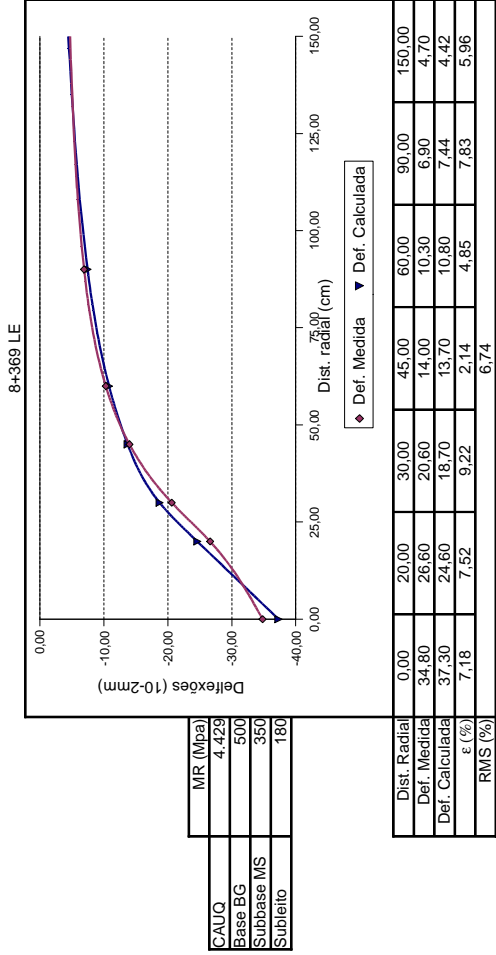
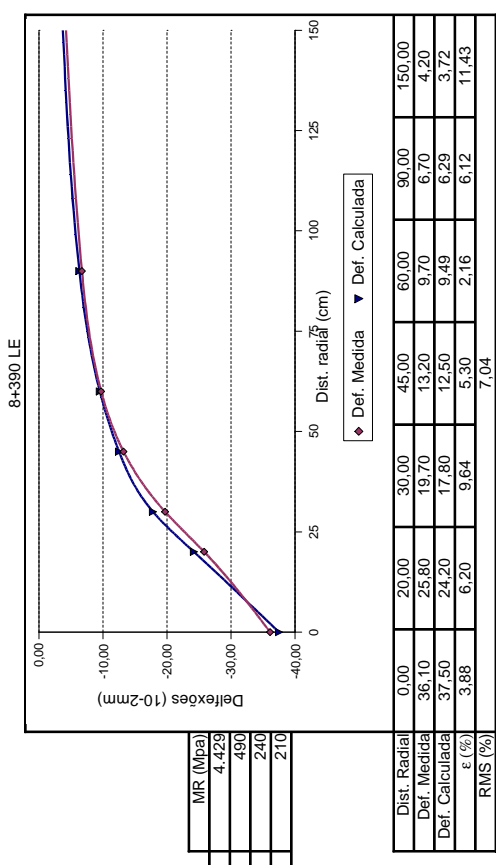
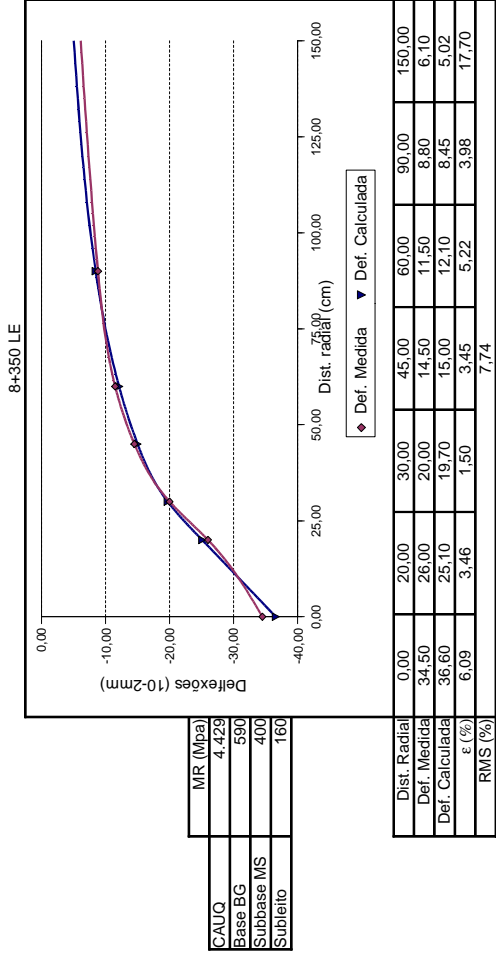




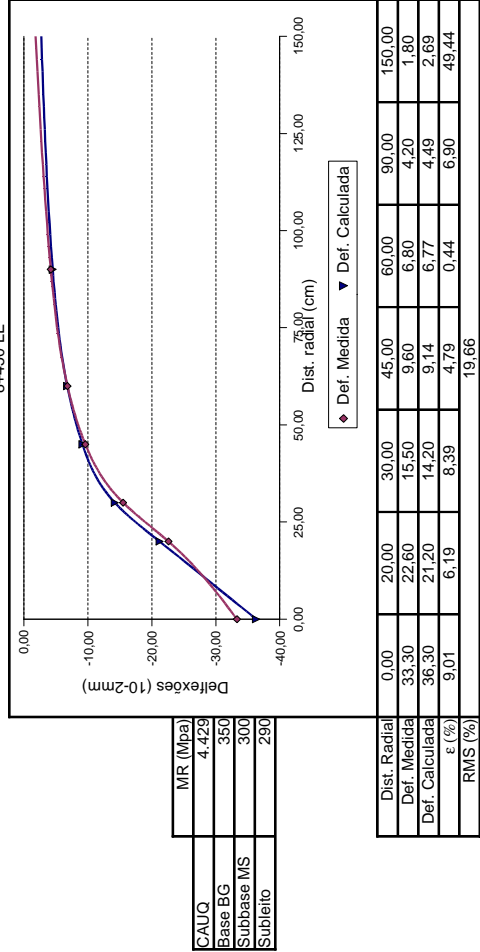
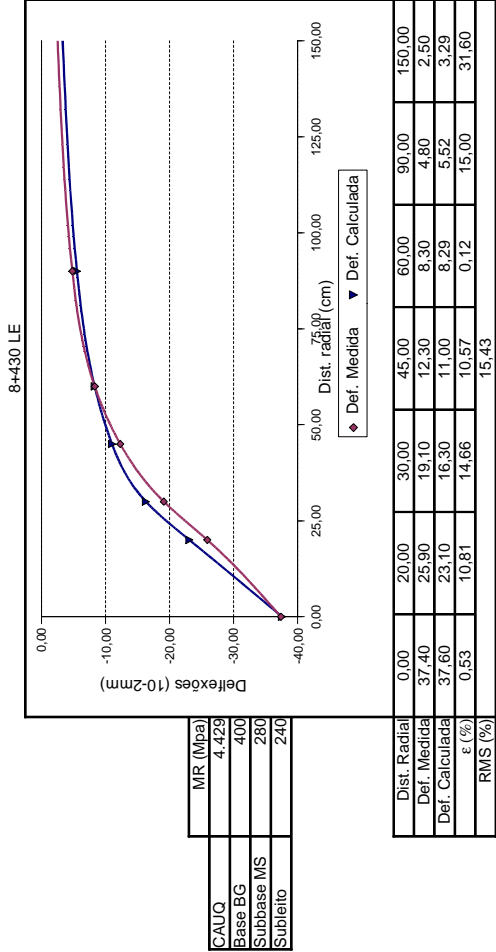
Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

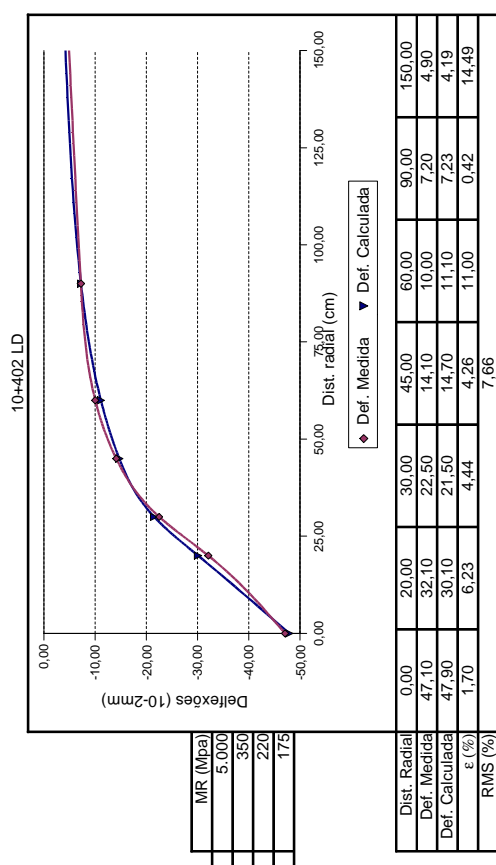
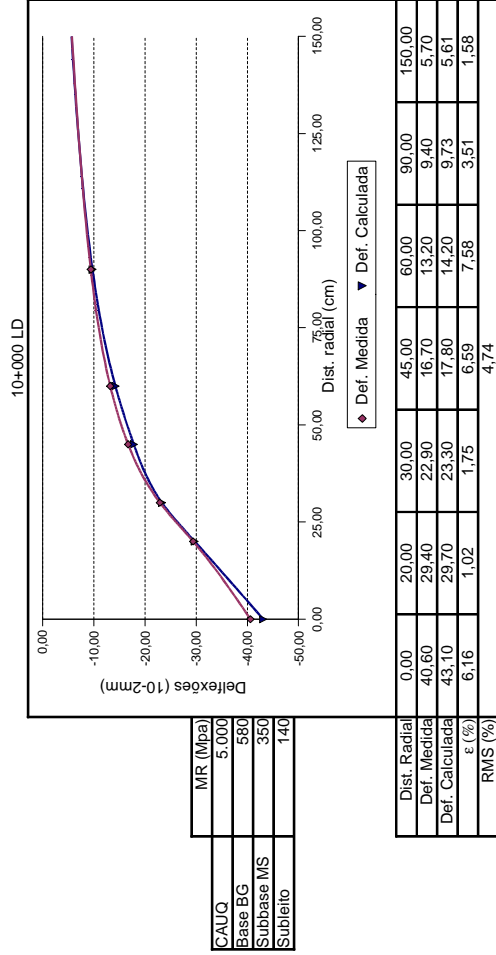
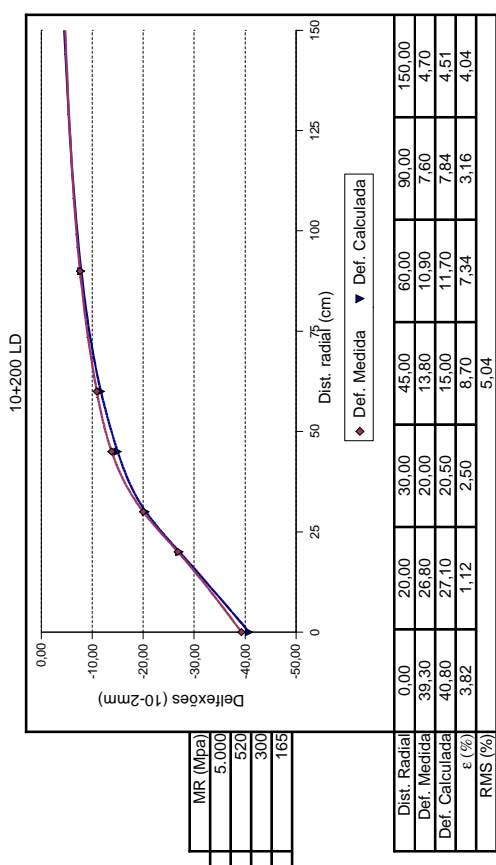
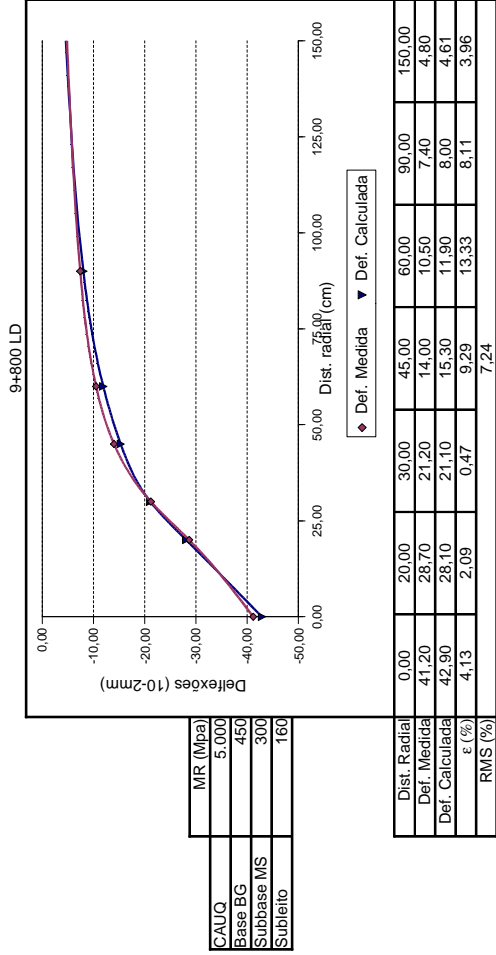


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

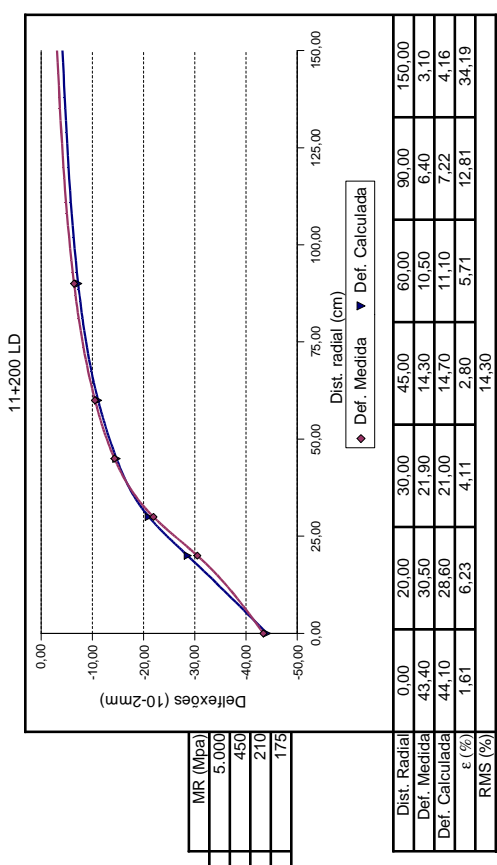
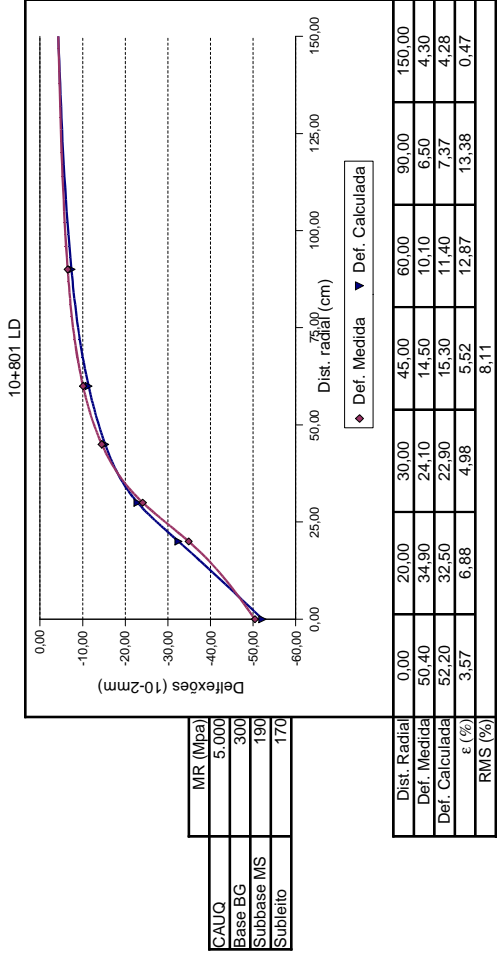
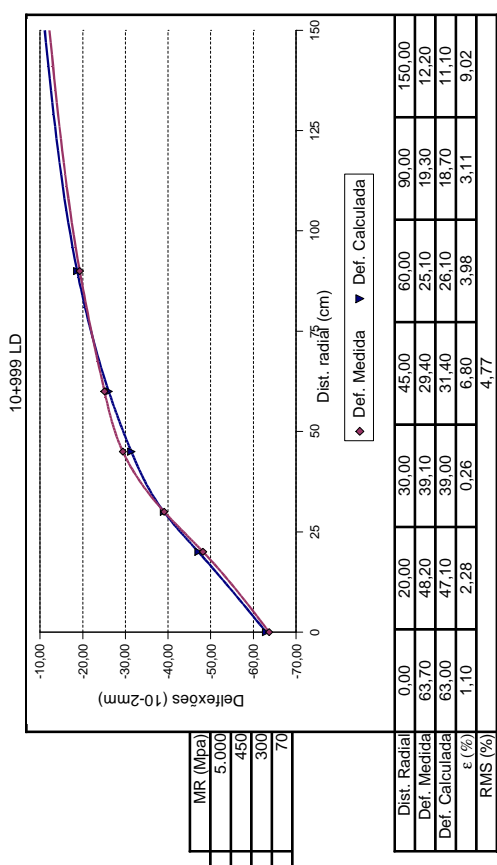
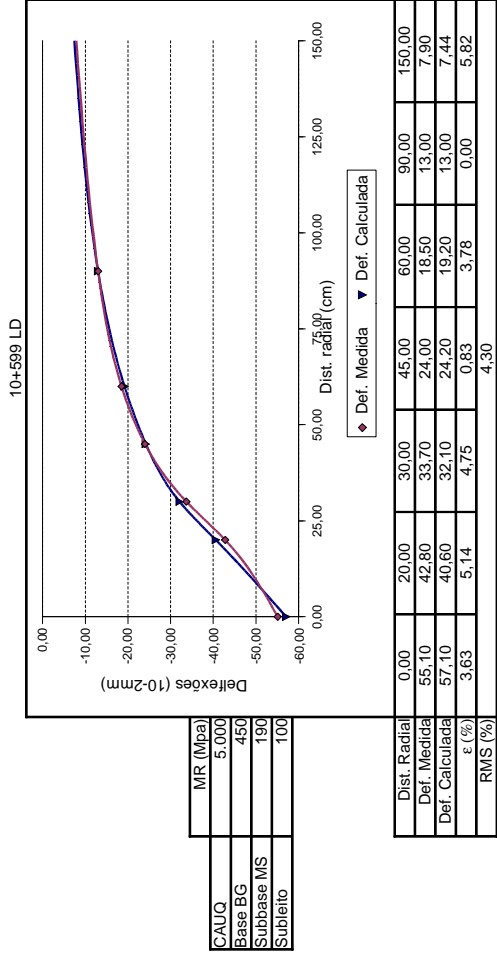


Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática

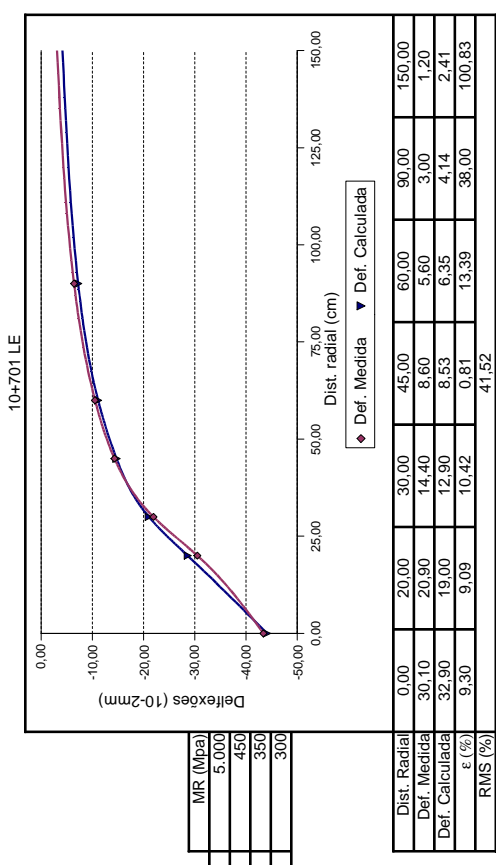
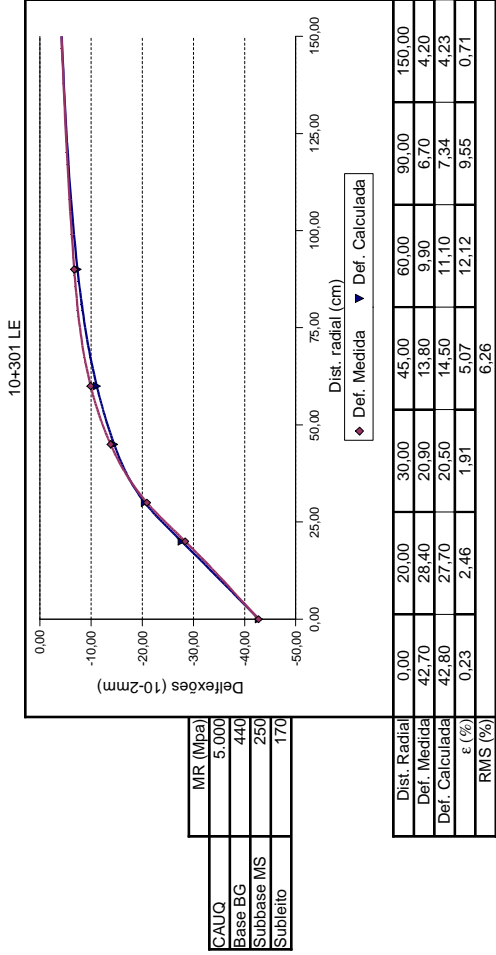
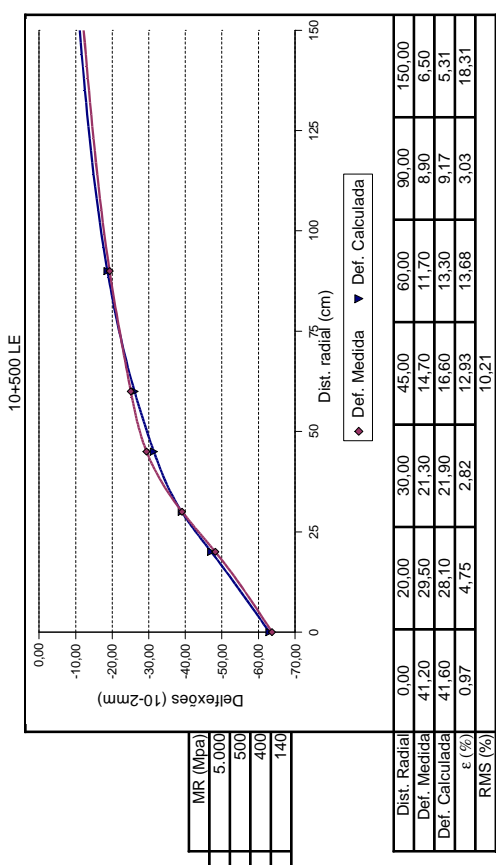
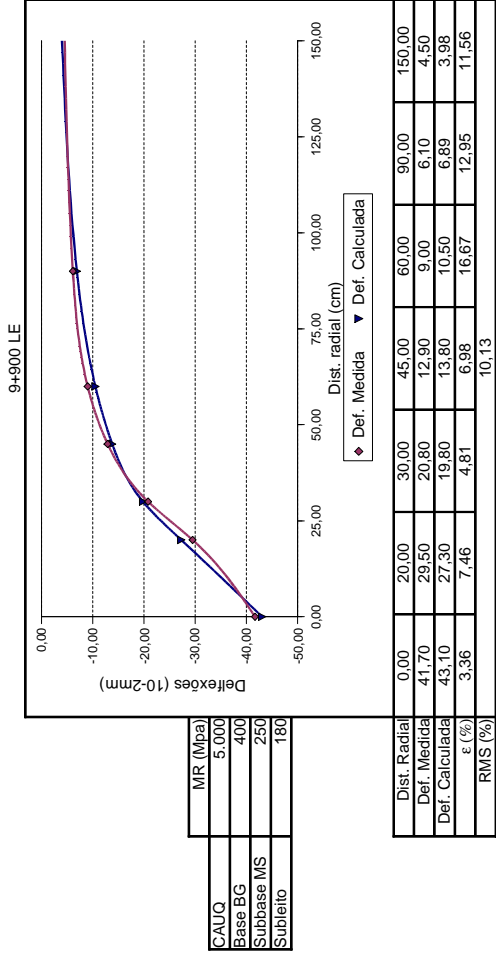
**Resultados da retroanálise – Pista 08**



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Obs: Os pontos sem determinação do erro relativo por sensor foram eliminados do cálculo da raiz média quadrática



Inscrições em vermelho: valores excluídos do cálculo da raiz média quadrática



